

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

_____ О.І. Лапенко

“ _____ ” _____ 2020 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТР

ЗА СПЕЦІАЛЬНІСТЮ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА
«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

Тема: «Напружено-деформований стан бетонних конструкцій, що містять різні типи фібр»

Виконавець: студент гр. ЦБ-201-Мз Назаренко Денис Миколайович
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: к.т.н., доцент Скребнєва Світлана Миколаївна
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Консультант розділу «Охорона праці»: _____ Гулевець В.Д.
(підпис) (ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»: _____ Гай А.Є.
(підпис) (ПІБ)

Нормоконтролер: _____ Родченко О.В.
(підпис) (ПІБ)

Київ 2020

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітньо-професійна програма: «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ О.І. Лапенко
«_____» _____ 2020 р.

ЗАВДАННЯ на виконання дипломної роботи

Назаренко Денис Миколайович
(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Напружено-деформований стан бетонних конструкцій, що містять різні типи фібр»

затверджена наказом ректора від «10» листопада 2020р. № 2251/ст.

2. Термін виконання роботи: з 05 жовтня 2020р. по 20 грудня 2020р.

3. Вихідні дані роботи: Запроектувати 12-ти поверховий житловий будинок, будинок має багатокутну форму в плані, розмірами в осях 35,40 м х 19,00 м. Загальна висота будинку від відмітки підлоги першого поверху до підвісної стелі другого поверху 3,00 м. Конструктивна система будівлі – стінова, обрати тип фундаменту. Матеріал головних конструкцій – бетон класу С20/25; С25/30, стрижньова арматура класу А240С, А400С, сталь Ст20.

4. Зміст пояснювальної записки:

Реферат

4.1. Науково-дослідницька частина.....

4.2. Архітектурний розділ.....

4.3. Розрахунково-конструктивний розділ.....

4.4. Основи і фундаменти.....

4.5. Технічна експлуатація будинку.....

4.6. Охорона праці.....

4.7. Охорона навколишнього середовища.....

Список використаної літератури.....

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

6. Календарний план-графік

| № з/п | Завдання | Термін виконання | Підпис керівника |
|-------|---|--------------------------------|------------------|
| 1. | Науково-дослідницька частина: проведення огляду експериментально-теоретичних досліджень з розрахунку та конструюванню бетонних конструкцій з використанням різних типів фібр, а саме елементів за граничними станами першої та другої групи згідно діючої нормативної бази. | жовтень 2020– листопад 2020 | |
| 2. | Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, конструктивну форму, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції. | жовтень 2020– листопад 2020 | |
| 3. | Виконати розрахунок та конструювання пустотної та ребристої плити перекриття | листопад 2020– грудень 2020 | |
| 4. | Оцінити інженерно-геологічні умови майданчика, визначити глибину закладання фундаментів, ширину підшви стрічкових фундаментів, розмірів підшви стовбчастих фундаментів. | листопад 2020– грудень 2020 | |
| 5. | Розроблення заходів щодо подальшої експлуатації та поточного ремонту будівлі | грудень 2020 | |

7. Консультація з окремих розділів:

| Назва розділу | Консультант (посада, П.І.Б.) | Дата, підпис | |
|-------------------------------------|---------------------------------|-------------------|---------------------|
| | | Завдання видав | Завдання прийняв |
| Охорона праці | доцент Гулевець В.Д. | | |
| Охорона навколишнього середовища | доцент Гай А.Є. | | |

8. Дата видачі завдання: «_____» _____ 2020 р.

Керівник дипломної роботи: _____
Завдання прийняв до виконання: _____

Скребнєва С.М.
Назаренко Д.М.

РЕФЕРАТ

Неметелеве армування підвищує тріщиностійкість і довговічність бетонних конструкцій (поσιлених як арматурою, так і фіброю), підвищує зносостійкість автомобільних доріг, значно скорочує експлуатаційні та ремонтні витрати, особливо ефективною є в агресивних умовах експлуатації. Завдяки високим якостям матеріалу, в т.ч. міцності, надійності та зносостійкості, арматуру з базальтових волокон використовують при проектуванні будь-яких конструкцій, від несучих до оздоблювальних та покрівельних: в конструктивних елементах житлових і промислових будівель, в якості ізоляції (тепло-, гідро-, звуко- й шумо- тощо) будівельних конструкцій та промислового обладнання, в підземному будівництві, при виробництві асфальтобетонних покриттів доріг і злітно-посадних смуг аеродромів, протипожежних матеріалів відповідальних промислових споруд (портових та морських, атомних електростанцій, трубопроводів різного призначення тощо), негорючих і термостійких лакофарбових покриттів тощо.

Найважливішою перевагою додавання фібр в стяжки це попередження тріщиноутворення як на протязі твердіння суміші (до 28 доби) так і на протязі всього наступного функціонування об'єкту. Це досягається завдяки зменшенню усадки та надання процесу тріщино утворення більш в'язкого характеру, таким чином зводячи його до мінімуму. А після затвердіння суміші всі внутрішні напруження стримуються завдяки армую чому ефекту, який між іншим спостерігається по всьому тілі об'єкту (а не лише в площині в середині тіла, так як це буває у випадку використання проти усадочної сітки). До того ж навіть при утворенні тріщини, їй набагато тяжче поширюватись, адже дуже часто на її шляху зустрічаються поперечно розташовані волокна. Таким чином також попереджуються сколи та вилущування.

Мета і задачі дослідження. Метою роботи є проведення огляду експериментально-теоретичних досліджень з розрахунку та конструюванню бетонних конструкцій з використанням різних типів фібр, а саме елементів за граничними станами першої та другої групи згідно діючої нормативної бази.

ВСТУП

В відповідності з положеннями документа АСІ 544.1 Американського інституту бетону «волокна можуть також покращувати властивості бетону, включаючи міцність на розтяг, міцність на стиск, модуль пружності, тріщиностійкість, попередження тріщиноутворення, довговічність, ударну стійкість, супротив стиранню, усадку, розширення, термічну, та пожежостійкість».

Початок застосування композитних матеріалів в техніці відноситься до 1950 років. Основні області застосування були пов'язані з машинобудуванням. Дані матеріали, завдяки своїм перевагам, знайшли широке застосування для аерокосмічної галузі, автомобіле- і суднобудування.

Можливість застосування неметалевої композитної арматури (НКА) в будівництві вперше розглядалася в 1960-х роках. Актуальність була пов'язана з необхідністю підвищення довговічності дорожніх конструкцій і морських споруд. НКА розглядалася поряд з іншими типами захисту сталевій арматури в агресивних умовах (полімерні покриття, гальванічні покриття, полімербетон і т.п.). Широкому впровадженню і вивченню перешкоджала відсутність налагодженого промислового виробництва до 1980-х років.

Цілеспрямовані масові дослідження, що супроводжувалися випуском технічних документів, розпочаті лише в кінці 1970-х років.

Основні нормативні документи і рекомендації щодо розрахунку конструкцій з НКА розроблені в США, Канаді, Японії, Великобританії, Італії протягом останніх 15 років на основі норм з розрахунку залізобетонних конструкцій зі сталевими арматурами.

Основні принципи розрахунку збережено як для залізобетонних конструкцій з урахуванням лінійної роботи НКА. Специфіка роботи конструкцій НКА врахована введенням спеціальних понижуючих коефіцієнтів умов роботи і нормування характеристик матеріалів. Формули для визначення розрахункових

параметрів конструкцій з НКА, в цілому, повторюють формули для конструкцій зі сталевими арматурами.

РОЗДІЛ 1. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА

1.1. Впровадження і приклади застосування дисперсно-армованих бетонів в будівництві.

Дисперсно-армований бетон використовувався для багатьох відповідальних та знакових об'єктів: Берлінський парк (1988) реконструкція пішохідного двопрілотного мосту реконструкції в одному з японських гольф-клубів для спорудження вантового мосту (1992). В сейсмічно активних районах Каліфорнії, в рамках програми підвищення сейсмостійкості мостових конструкцій, було прийнято рішення використовувати для облицювання захисні мати на основі фібробетону (1993).

Волокна не є новим видом будівельного матеріалу. Принцип полягає у введенні в структуру крихкого та твердого матеріалу (матриці) волокон певного типу (дисперсне армування) для покращення його фізико-механічних властивостей. Подібні методи для підсилення конструкцій використовували ще з часів давнього Єгипту.

На сьогоднішній день існує декілька видів дисперсно армованих бетонів, основою класифікації є фізична природа волокон.

Таблиця 1.1

| Види дисперсно-армованих бетонів | Міжнародна назва | Характеристики використовуваних волокон |
|--|--|--|
| Фібробетон с армированием натуральными волокнами | Natural Fiber Reinforced Concrete(NFRC) | Натуральні волокна: сизаль (луб'яне волокно), кокос, бамбук, джут |
| Сталефібробетон | Steel Fibre Reinforced Concrete(SFRC) | Металеві волокна: з холоднотянутого дроту або листової сталі, з анкерами у вигляді відгинів, зигзагоподібної форми |
| Склофібробетон | Glass Fiber Reinforced Concrete(GFRC) | Скловолокна: скло E, скло S |
| Фібробетон з синтетичними волокнами | Polymer Fiber Reinforced Concrete (PFRC) | Синтетичні волокна: поліетилен, поліестер |

| | | |
|--|--|---|
| Фібробетон з вуглецевими волокнами (карбоновими) | Carbon Fiber Reinforced Concrete(CFRC) | Вуглецеві волокна: карбон, арамід (кевлар) |
| Фібробетон зі змішаними типами фіброволокон | Multiscale-Scale Fiber-Reinforced Concrete (MSFRC) | Змішані види волокон різної довжини та товщини поперечного перетину |

Найбільш поширеними на ринку України є сополімерна (полікарбонатна), полімерна, базальтова та сталева фібри.

Існує досить поширена думка, що фібра є повноцінним армуючим матеріалом, і здатна замінити сталевий арматурний каркас в несучих конструкціях. Насправді це абсолютно хибне твердження, адже каркасне армування (арматурний каркас) та дисперсне армування (включення фібри в тіло бетону) виконують абсолютно різні функції, а отже і надають конструкції абсолютно різні властивості. Арматурний каркас покращує несучу здатність конструкцій та споруд, тоді як фібра (дисперсне армування) має на меті покращити тріщиностійкість, безусадочність та ін. Іншими словами, фібра забезпечує правильний набір міцності при застиганні, попереджає усадку, та запобігає утворенню мікро- та макротріщин (мікро- і макрофібра відповідно) в бетонних конструкціях. Це досягається більш рівномірним розповсюдженням волокон фібри по бетонній матриці, а також дисперсному зв'язуванню самої матриці одразу в усіх трьох проекціях.

Застосування фібри в стяжках та сумішах дозволяє отримати немало додаткових переваг в порівнянні зі звичайною протиусадочною сталевою сіткою. Сополімерна фібра, наприклад, значно зменшує тріщиноутворення на ранній стадії усадки, тоді як функція протиусадочної сталеві сітки – зниження розвитку усадочних тріщин на поверхні стяжки та утримання матеріалу з тріщинами що вже з'явилися. Сталева сітка працює лише тоді, коли стіжка вже тріскається. Британський стандарт BS 8204 підтримує як альтернативу використанню сталеві сітки суміші різних типів фібр (наприклад суміш сополімерної макрофібри та поліпропіленової мікрофібри) в стяжках підлог. При цьому враховується, що сталеві сітка на протязі часу втрачає свої характеристики та властивості в стяжці, в той час як синтетичні фібри зберігають свої властивості

на протязі всього періоду експлуатації. До того ж надлишок води в стяжці може призвести до руху сталевих сіток в стяжці вгору (розшарування стяжки). І найголовніше – це те, що дисперсне армування це армування структури бетону в трьох проекціях, тоді як армуючі сітки працюють лише в двох проекціях. Таким чином є всі підстави відмовитися від використання протиусадочної сталевих сітки для стяжок та промислових наливних підлог, її зберігання та перевезення. Тим більше що сополімерна фібра може додаватися в рідкий розчин як на вузлі змішування розчину бетону, так і на будівельному майданчику безпосередньо. Вона дозволяє легко наносити та ущільнювати розчин, покращувати його характеристики при прокачуванні. Суттєвою перевагою стяжки з фіброю являється те, що вона не підтримує горіння.

Найважливішою перевагою додавання фібр в стяжки це попередження тріщиноутворення як на протязі твердіння суміші (до 28 доби) так і на протязі всього наступного функціонування об'єкту. Це досягається завдяки зменшенню усадки та надання процесу тріщиноутворення більш в'язкого характеру, таким чином зводячи його до мінімуму. А після затвердіння суміші всі внутрішні напруження стримуються завдяки армуванню чому ефекту, який між іншим спостерігається по всьому тілі об'єкту (а не лише в площині в середині тіла, так як це буває у випадку використання протиусадочної сітки). До того ж навіть при утворенні тріщини, їй набагато важче поширюватись, адже дуже часто на її шляху зустрічаються поперечно розташовані волокна. Таким чином також попереджуються сколи та вилущування.

1.2. Утворення тріщин в бетоні

Тріщини представляють собою структурні дефекти бетонних виробів та діляться на 2 типи: технологічні та силові. Перші, розміри яких не перевищують діаметру частки заповнювача, а їх довжина складає декілька мікрон (1–5 мкм), в основному мікротріщини та пори в матриці, тріщини порожнини на межі крупного заповнювача та матриці, що виникають в процесі виготовлення конструкції. Вони переважно розміщуються в одному напрямку, що приводить

до суттєвої відмінності в механічних властивостях бетонної конструкції вздовж та впоперек шарів бетонування. Другі – макротріщини, є з'єднанням мікротріщин, представляють собою великі розриви. Довжина цих тріщин може бути такою, що вони проходять по всьому поперечному перерізу зразка – так звані наскрізні тріщини, які виникають в процесі експлуатації конструкції. Силкові тріщини звичайно рівномірно зорієнтовані, що приводить до зміни фізико-механічних характеристик по різних напрямкам – анізотропії властивостей. Нарешті, в структурі бетону присутні магістральні тріщини, що характеризуються руйнуванням всієї конструкції в цілому, або окремих її частин. Магістральні тріщини відносяться до мегатріщин.

Виробництво та експлуатація бетонних споруд супроводжується тріщиноутворенням через ряд причин. Тріщини, деформації чи руйнування можуть бути викликані ударними, вібраційними, та іншими динамічними навантаженнями: прорахунками при проектуванні та армуванні; використанні неякісних матеріалів; порушенні режимів теплової обробки та технології монтажу; різномірністю жорсткості, пружності, та міцності матеріалів що використовується; втрати міцності основи.

Кожен з цих факторів найбільш інтенсивно проявляється на різних етапах твердіння бетону, і тому вплив на довговічність бетонних конструкцій неоднаковий. Найбільш велику роль грають деформації, що виникають в уже затверділому бетоні, причому основна доля приходить на ті з них, що пов'язані з розтягуючими та згинаючими навантаженнями, внутрішніми напруженнями при циклічному замерзанні та відтаванні, впливами зовнішнього середовища, та корозійними процесами. Розвиток дефектів на протязі часу суттєво впливає на напружено-деформаційний стан конструкції. Всі вищеперераховані фактори можна суттєво знизити, або взагалі їм запобігти за допомогою дисперсного армування бетонів, тобто за допомогою додавання фібр в бетонні суміші. Застосування такого композитного матеріалу допомагає вирішити ряд наступних задач: посилення мостових конструкцій; посилення злітно-посадкових смуг; посилення бетонних автомобільних доріг; посилення промислових поверхонь та бетонних

промислових підлог (в тому числі з заміною армуючої сітки повністю на дисперсне армування); більш якісного торкретування бетону; більш технологічному тунельному будівництві; створення тонких шарів стяжок, та тонкостінних конструкцій; створення декоративних елементів та ін.

Нижче наведено порівняння різних типів фіброволокон на прикладі випробування зразків.

Таблиця 1.2

| Тип армувальної фібри | Клас бетону матриці | Вміст фібри кг/м ³ | Прирошення міцності, % | |
|------------------------|---------------------|-------------------------------|------------------------|-----------|
| | | | на розтяг при згині | на стиск |
| Металева | C25/30 | 25 | 11, 2 | 4...12 |
| | | 35 | 15, 9 | |
| | | 45 | 16, 4 | |
| Базальтова | C25/30 | 4...6 | 30, 4 | 3...20, 5 |
| Полімерна – армувальна | C25/30 | До 2 | 36, 9 | 4...10, 9 |
| Сополімерна | C25/30 | 1,5 | 49, 5 | 3...15 |

Як бачимо на стиск матеріал покращує свої характеристики не значно, проте на розтяг при згині матеріал працює набагато краще.

Незважаючи на багатий асортимент волокон на ринку дисперсно-армованих волокон, що застосовуються в будівництві, в питанні запобігання тріщиноутворення, та зниження темпів розповсюдження тріщин ведучі ролі приділяються саме змішаним типам волокон. Існує два наукових вирішення даної проблеми. Перший – це застосування одного типу фібри, але різного розміру. Наприклад застосування сополімерної фібри двох розмірів, для макро та мікроармування. Інший напрямок – це застосування двох різних типів фібри. Наприклад комбінація сталевих фібри із поліпропіленовою мілко дисперсною фіброю.

На підставі вищенаведених прикладів, досвіду, та досліджень можна зробити висновок, що в багатьох випадках бетонування, а особливо при створенні промислових поверхонь та підлог використання фібри є незамінним. Існує ряд неспростовних переваг:

- протиусадочність;

- колосальна ударостійкість;
- можливість створювати досить тонкі шари;
- боротьба як з макро так і з мікротріщинами;
- адгезія розчину до полікарбонатів та поліпропіленів вища ніж до сталі;
- дисперсне армування в трьох проекціях;
- захист від тріщино утворення вже із перших годин застигання;
- простота в використанні та монтажі (додається в розчин прямо в міксері);
- зниження ваги (не більше 5кг в випадку синтетичних фібр, до 50кг сталь);
- універсальність;
- пряма економія на матеріалах (в випадку заміни протиусадочної сітки);
- пряма економія в роботах (не потрібно попередньо монтувати сітку).

Відкидається частина недоліків традиційного методу:

- усадка та розтріскування;
- сколи від ударів;
- розповсюдження тріщин;
- корозія.

1.3. Композиційні матеріали (КМ)

Композиційними називають матеріали, що складаються з 2-х або більше компонентів, що різняться за своїм хімічним складом і розділених вираженою межею, склад, форма і розподіл яких «запроектовані» заздалегідь. КМ неоднорідні в мікрмасштабі і однорідні в макромасштабі, їх властивості визначаються властивостями кожного з компонентів, присутніх в матеріалі в досить великих кількостях. Компонент, безперервний у всьому обсязі КМ, називається матрицею, а переривчастий, роз'єднаний в об'ємі композиції - арматурою, або армуючим елементом.

Полімер, армований волокном — це анізотропний полімерний композиційний матеріал (ПКМ), що складається з високоміцних волокон в полімерній матриці. Волокна в ПКМ є головним несучим елементом та характеризуються високою міцністю при розтязі. Типовий багат шаровий ПКМ

складається з декількох мільйонів тонких ниткоподібних волокон. Полімерна матриця (також звана смолою) захищає волокна від пошкоджень, забезпечує їх рівність і розподіляє навантаження між окремими волокнами композиту.

ПКМ, армовані вуглецевими волокнами, називають вуглепластиками, скляними - склопластиками, арамідними – органопластиками, базальтовими - базальтопластиками.

Властивості ПКМ можна підібрати шляхом вибору смоли, типу армуючого матеріалу, орієнтації армуючого матеріалу та його змісту. Вибір волокон ґрунтується на вимогах до міцності, жорсткості і довговічності, а вибір матриці залежить від навколишнього середовища, в якій буде перебувати композит, і технології виробництва самого композиту.

Всі зазначені волокна витримують більші напруги, ніж сталь, і ведуть себе аж до руйнування як ідеально пружні тіла, підкоряючись закону Гука. Вони різняться за своїми фізичними властивостями, найбільш важливі з яких - жорсткість і деформація розтягу. Властивості цих типів волокон представлені на рис. 1.1, а також більш детально в табл.1.3.

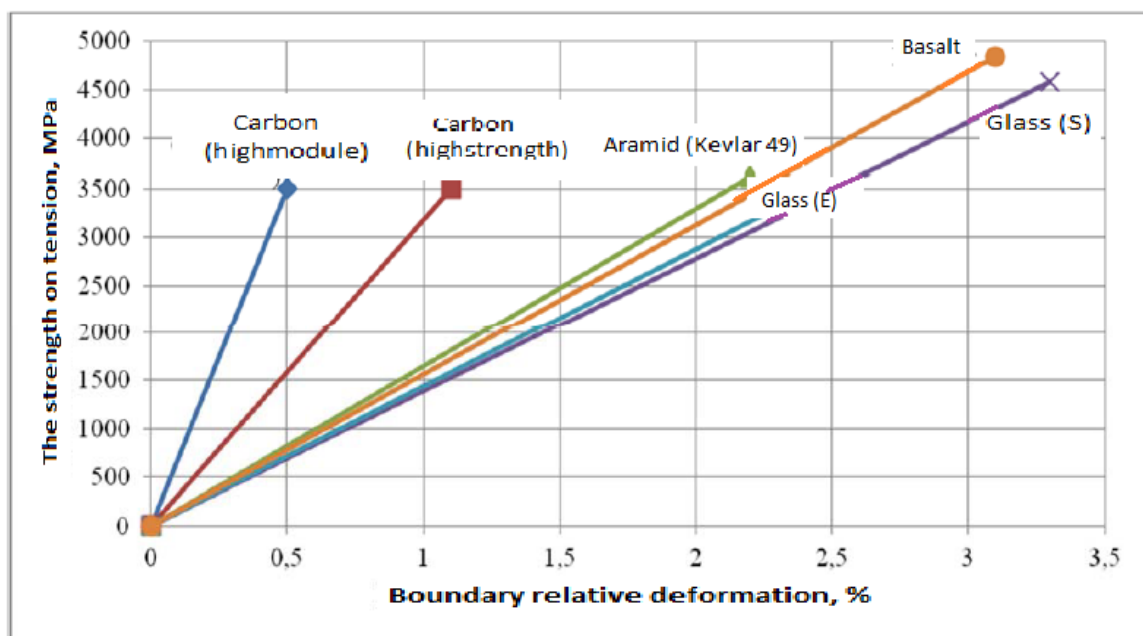


Рис. 1.1. Діаграма розтягу для основних типів армуючих волокон

Механічні властивості ПКМ покращуються при збільшенні складу армуючого матеріалу. Проте існує межа, після якої збільшення кількості волокна в композиті не забезпечує подальшого покращення його властивостей. Це

пояснюється тим, що полімерна матриця не може оточити все волокно, якщо вони розташовані дуже щільно. Зміст волокон і матриці за обсягом визначається, відповідно, як

$$V_f = \frac{v_f}{v_c}; V_m = \frac{v_m}{v_c} \quad (1.1)$$

Для непористих КМ дотримується умова

$$V_f + V_m = 1 \quad (1.2)$$

Практично зручніше користуватися вмістом волокон за масою W_f , якщо відомі щільності ($\rho_f; \rho_c$), що складають КМ:

$$W_f = \frac{m_f}{m_c}; W_f = \frac{\rho_f}{\rho_c} V_f \quad (1.3)$$

($v_f; v_m; v_c$ – об'єм волокон, матриці та композиту відповідно, m_f – склад за масою волокон, m_c – маса композиту).

Таблиця 1.3

Властивості волокон, застосовуваних для виготовлення НКА

| Тип волокна | Тип волокна | Тип волокна | Тип волокна | Тип волокна | Тип волокна | Тип волокна |
|------------------------------|-------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------------|----------------|
| | <i>кг/м³</i> | <i>МПа</i> | <i>ГПа</i> | % | $10^{-6} / ^\circ C$ | |
| Скло (Е) | 2500 | 3450 | 72,4 | 2,4 | 5 | 0,22 |
| Скло (S) | 2500 | 4580 | 85,5 | 3,3 | 2,9 | 0,22 |
| Лугостійке скло | 2270 | 1800-3500 | 70-76 | 2,0-3,0 | - | - |
| Вуглець (високомодульний) | 1950 | 2500-4000 | 350-650 | 0,5 | -1,2...-0,1 | 0,2 |
| Вуглець (високоміцний) | 1750 | 3500 | 240 | 1,1 | -0,6...-0,2 | 0,2 |
| Арамід (Kevlar 29) | 1440 | 2760 | 62 | 4,4 | -2,0(59*) | 0,35 |
| Арамід (Kevlar 49) | 1440 | 3620 | 124 | 2,2 | -2,0(59*) | 0,35 |
| Aramid (Kevlar 149) | 1440 | 3450 | 175 | 1,4 | -2,0(59*) | 0,35 |
| Арамід (Technora H) | 1390 | 3000 | 70 | 4,4 | -2,0(59*) | 0,35 |
| Базальт | 2800 | 4840 | 89 | 3,1 | 8 | - |

Вуглець. Вуглецеві волокна володіють комплексом цінних механічних і хіміко-фізичних властивостей і тому проявили себе як найбільш підходящі для

застосування в будівництві. Вони мають високе тепло - і атмосферостійкістю, стійкістю до дії світла і проникаючої радіації, хімічну стійкість до багатьох реагентів (концентровані кислоти і луги, практично всі розчинники). На них впливають лише сильні окислювачі при нагріванні. Вуглецеві волокна біостійкі і біоінертні, жаростійкі і важкогорючі. Вони мало гігроскопічні, але завдяки розвиненій поверхні адсорбують водяну пару (до вологості близько 0,22%), не змінюючи при цьому своїх фізико-механічних властивостей. Вуглеродні волокна мають різні електрофізичні властивості (від напівпровідників до провідників) та, хоча самі не схильні до корозії, можуть викликати електрохімічну корозію при контакті зі сталлю.

Вуглецеві волокна витримують високі циклічні навантаження, неохочі до повзучості або корозії під напругою, а релаксація напружень і коефіцієнт термічного розширення у них менше, ніж у сталевих канатів, що застосовуються для попереднього напруження бетону.

Залежно від технології виробництва і вихідного матеріалу вуглецеві волокна можна умовно розділити на дві групи: високомодульні і високоміцні. Існують також волокна, в яких поєднуються висока міцність і високий модуль пружності. Одним з недоліків вуглецевих волокон є їх невисока відносна деформація при розриві. Вуглецеві композити мають найвищу вартість з розглянутих типів.

Скло. Існує безліч різновидів волокон зі скла, з них в будівництві в основному застосовуються три типи: E, S і AR. Склопластик має високу міцність, низьку теплопровідність, стійкість до агресивних середовищ і різких перепадів температур, біо-, волого- і атмосферостійкість. Склопластик важкогорючий і при пожежі не виділяє отруйних газів. Крім того, в порівнянні з вуглепластиком, він має хороші електроізоляційні властивості.

До недоліків склопластику слід віднести схильність до корозії під напругою, релаксації напружень, а також чутливість до вологості і лугів. Це відноситься до алюмоборосилікатного скловолокна, тому при виготовленні ПКМ із застосуванням цього волокна до полімерного в'язучого пред'являють

підвищені вимоги по хімічному захисту волокна від впливу агресивних середовищ. Цим вимогам найкращим чином відповідає епоксіфенольне полімерне в'язуче.

Найдешевшим є скловолокна типу E, що робить його найбільш вживаним. Скловолокно типу S має більш високу міцність і модуль пружності в порівнянні з іншим типом. Крім того, до теперішнього часу як в нашій країні, так і за кордоном, розроблені лугостійкі (AR) скловолокна із застосуванням цирконію.

Арамід. Арамід - це скорочена назва ароматичного поліаміду. Високоміцні і високомодульні арамідні волокна володіють унікальним комплексом властивостей: високою міцністю при розтягуванні і модулем упругості, хорошими утомним і діелектричними властивостями, незначною повзучістю. Завдяки низькій щільності арамідні волокна за питомою міцністю перевершують всі відомі в даний час армуючі волокна і металеві сплави. Арамідні волокна відрізняються високою здатністю до текстильної переробки: так, збереження міцності після ткацтва становить 90% початкової міцності ниток, що дає можливість застосовувати їх в якості тканих армуючих матеріалів.

Арамідні волокна є найбільш термостійкими з усіх розглянутих, проте вони чутливі до вологості та ультрафіолетового випромінювання, а також схильні до релаксації і корозії під напругою. Через це арамід порівняно рідко застосовуються в будівництві - в основному для захисту колон від ударної і вибухового навантаження.

Базальт. Базальтове волокно виробляють з різних гірських порід близьких за хімічним складом - базальту, базанітов, амфиболитов, габро-діабазів або їх сумішей. Виробництво базальтових волокон засноване на отриманні розплаву базальту в плавильних печах і його вільному витіканні через спеціальні пристрої. Температура плавлення 1450°C. Має кращі фізико-механічні властивості, ніж у скловолокна і істотно дешевше, ніж вуглецеве волокно. Головні переваги – вогнестійкість, тепло- і звукоізолююча здатність, стійкість до хімічного впливу (базальтові волокна мають гарну стійкість до дії органічних речовин, масла, розчинників та ін., а також до впливу лугів і кислот).

Матриці (смоли). Роль полімерної матриці в ПКМ полягає в додаванні виробу необхідної форми і в створенні монолітного матеріалу. Матриця об'єднує в одне ціле численні волокна і дозволяє композиції сприймати різного роду зовнішні навантаження: розтягнення (як в напрямку армування, так і перпендикулярно йому), стиснення, вигин, зсув.

У той же час матриця приймає участь в створенні несучої здатності композиції, забезпечуючи передачу зусиль на волокна. За рахунок пластичної матриці здійснюється передача зусиль від зруйнованих або дискретних (коротких) волокон сусіднім волокнам і зменшення концентрації напружень поблизу різного роду дефектів. Матриця служить і захисним покриттям, що охороняє волокна від механічних пошкоджень і окислення, тому повинна витримувати великі деформації, ніж волокна. Від полімерної матриці залежать тепло- вологостійкість, стійкість до дії агресивних середовищ, міцність, діелектричні та інші властивості ПКМ. Тому полімерну матрицю для композитів вибирають виходячи з умов експлуатації виробу.

В цілому, чим менше смоли в композиті (за умови його повного просочення), тим міцніше готовий виріб і тим менше його вага.

В якості матриці для волокнистих ПКМ, що застосовуються в будівництві, в даний час найбільш часто застосовуються поліефірні та епоксидні смоли, які стосуються до так званих термореактивних смол. Ці смоли володіють високими пружно-міцністними характеристиками, хорошою технологічністю і термостійкістю. Їх недоліком є низька в'язкість руйнування, обумовлена малою часткою пластичних деформацій.

1.4. Базальтова фібра та базальтофібробетон

Основними видами фіброволокон нині є сталева, поліпропіленова, скловолоконна, поліамідна і базальтова фібра (в перекладі від лат. – «волокно»). Сталефібробетон не може стати широко розповсюдженим через значну вартість сталі, в т.ч. легованої – що не є виправданим за даних умов, а також через

складний процес виготовлення металевих фібр; їх корозією (особливо при поверхневих шарах конструкції), що зменшує довговічність та надійність матеріалу і обмежує його застосування у відповідальних конструкціях; підвищеною об'ємною масою матеріалу. Склопластикова фіброва арматура має низький модуль міцності й невисокі показники термостійкості. Фібробетони з органічних матеріалів мають нижчу міцність за інші, оскільки міцність органічних волокон є значно нижчою за сталеві, базальтові та зі скла. Вуглецева фібра є високоміцною та ефективною, проте в 14 разів дорожчою за базальтову фібру.

Тому базальтова фіброва арматура є найефективнішою мікроармуючою домішкою в бетони та інші розчини на цементною або гіпсовою основою, оскільки іншим видам властиві важливі недоліки: низька хімічна стійкість скловолокна; висока вартість та нижча ефективність синтетичних волокон; висока вартість і корозія сталевих фібр, до 7 разів більша вага і нижче зчеплення з цементом сталевих фібр, ніж базальтової. Маючи найкращі механічні, хімічні й термічні властивості, металева фібра є доступною та ефективною при застосуванні в будівельництві.

Металеву арматуру виробляють різних форм та поверхонь для покращення зчеплення з бетоном – базальтова ж фібра має вищу адгезію з цементним каменем і не потребує додаткових конструктивних заходів, мінень конфігурації волокна тощо. Цементний камінь і базальтова фібра мають однаковий коефіцієнт температурного розширення (на відміну від сталевих). Базальтова фібра підвищує пластичність бетону і зменшує утворення усадочних тріщин.

Базальтову фібру виробляють на порубочних машинах, які рубають ровінг на відрізки визначеної виробником або замовником довжини (рис. 1.1). Перед рубанням ровінг змащується сплавом на основі сіланів (замаслювач), що забезпечує склеювання монофіламентів у чіпси і максимальну адгезію волокон до компонентів середовища застосування, а також виведення вологи та повітря з бетонної суміші. Після рубання фібру подають до сушильної камери, а після – фасують.



Рис. 1.2. Базальтова фібра

Базальтова фібра набирає популярності як ефективний економічний матеріал для укріплення (армування) бетонних конструкцій та виготовлення інших в'язучих сумішей в будівництві. Для виробництва фібри використовують грубі базальтові волокна діаметром 20,500 мкм довжиною 3-15 мм, міцністю на розрив 200-350 МПа, питомою поверхнею 28-280 см²/г.

Технічні характеристики наведено у табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Технічні характеристики неметалевої базальтової фібри

| Характеристика | Значення |
|--|------------------|
| Діаметр елементарних ниток | 13 – 20 мкм |
| Довжина фібри | 3 – 100 мм |
| вне навантаження | 50-55 сН/текс |
| Лінійна щільність, (г/1000 м.п.) | 70-4800 текс |
| Діапазон температур тривалого використання | 680°C |
| Короткочасний вплив температури | до 1000°C |
| Твердість по шкалі Мооса | 8-9 (алмаз – 10) |

З базальтової фібри виробляють спортивний інвентар (лижи, сноуборди тощо); її широко використовують в автомобілебудуванні (для виробництва гальмівних колодок, муфт зчеплення, ізоляційних панелей, глушників та деталей корпусів), для створення інших різноманітних виробів (голкопробивних матів, фільтрів, тканин, пожежостійких високоміцних пластин тощо).

В будівництві базальтову фібру ефективно застосовувати при зведенні гідротехнічних споруд, автотрас і мостів, в будівництві атомних станцій та

сховищ радіоактивних відходів, об'єктів в агресивних середовищах та сейсмічних регіонах, а також наливних підлог (рис. 1.3), бетонних труб тощо.

В бетонному розчині базальтова фібра забезпечує рівномірне дисперсне армування на молекулярному рівні. Кількість моноволокон в 1 кг фібри досягає близько 75 мільйонів. Відсутність усадочних тріщин при затвердінні бетону забезпечують особливі механічні властивості базальтових волокон.



Рис. 1.3. Промислові підлоги

Однією з найбільш широких сфер застосування базальтова фібра знаходить в якості армування будівельних конструкцій, забезпечуючи об'ємне тривимірне армування – і внаслідок цього підвищену міцність і зменшення необхідної товщини бетонної конструкції. При цьому якісно змінюється низка властивостей виробів: до 500% підвищується ударна міцність (що характеризує здатність матеріалу протидіяти руйнуванню при короткочасному навантаженні ударного характеру), опір стираності – до 300%, міцність на розтяг при згині – до 300%, при стиску і осьовому розтягу – до 150%, на розколювання – до 200%, границю тріщиностійкості – до 250%-300% (завдяки зниженню утворення і розповсюдження тріщин, особливо усадочних), морозостійкість – до 200%, корозійна стійкість – до 500% (завдяки властивостям базальтових волокон і відсутності тріщи), стійкість до стираності – на 300%, водопроникність – до 150%, а також до 400% – кавітаційна стійкість (що залежить від складу і структури матеріалу і визначається втратою ваги зразку внаслідок кавітаційної ерозії – руйнування матеріалу внаслідок прогресуючого зношування з часом,

утворення в матеріалі пустот як результат вимивання частин фібри через корозію тощо).

Було проведено дослідження для визначення можливості застосування базальтової фібри для армування бетонів, які використовуються в транспортному будівництві.

Як дослідний бетон, властивості якого планувалося покращити із застосуванням базальтової фібри було визначено бетон дорожній з проектними показниками С30/35 (F200, W6, П1) для верхнього шару жорсткого покриття автомобільної дороги (або мостового полотна). Бетон з такими проектними показниками володіє середніми показниками за міцністю, морозостійкістю та водонепроникністю по відношенню до інших можливих варіантів бетону, який може використовуватись як верхній шар жорсткого покриття автомобільної дороги або мостового полотна у відповідності до діючих норм. Склад бетонної суміші для виготовлення зразків попередньо підбирався в лабораторії ДерждорНДІ. Після проведення роботи з підбору складу бетонної суміші було встановлено, що необхідні проектні показники бетону забезпечить бетонна суміш, виготовлена за наступним складом:

Ц = 400 кг,

П = 520 кг,

Щ5-10 = 380 кг, Щ10-20 = 1000 кг,

В = 135 л,

пластифікуюча добавка FK 88 = 3,6 кг,

повітрявтягуюча добавка Air 202=0,69 кг.

Міцність бетонних зразків з базальтовою фіброю визначалася шляхом випробування зразків бетону у вигляді призм квадратного поперечного перерізу з розмірами 100x100x400 відповідно до ГОСТ 1018090. За результатами проведених випробувань зразків бетонних балок на розтяг при згині визначалась міцність бетону на осьовий розтяг. Як змінні фактори при проведенні випробувань був прийнятий вміст базальтової фібри

При експериментальних дослідженнях використовувалась базальтова фібра, виготовлена з базальтового ровінгу діаметром 16 мікрон за ТУ У В.2.7-26.8-34323267-002:2009. Для проведення випробувань була прийнята фібра довжиною 24 мм. Вміст фібри приймався по масі від маси цементу в сухому стані і становив від 0 % (контрольні зразки без армування) до 6 %.

Всього було випробувано 8 балок, в тому числі 2 балки без фібри (контрольні зразки без армування) та по дві балки, армовані фіброю довжиною 24 мм з вмістом її по масі відповідно 2 %, 4 %, 6 % від маси цементу в сухому стані (табл. 1.5).

Таблиця 1.5

Результати випробувань базальтофібробетону
на стиск та розтяг при згині

| № п/п | Марка зразка (контрні та з різною кільстю фібри) | Результати випробувань балок 100х100х400 | | | | | | | Відно- шення R/ Rtf |
|----------|---|--|--|---------|---------------------------|--|--|---------|------------------------------|
| | | Наван- тажен ня, Н | Міцність бетону на стиск, R, МПа | | Наван- тажен- ня, Н | Міцність бетону на розтяг при згині Rtf, МПа | Міцність бетону на розтяг при згині Rtf, приведене до базового зразка, МПа | | |
| | | | зразка | середнє | | | зразка | середнє | |
| 1 | Контрольні | 476250 | 47,6 | 46,6 | 13000 | 3,9 | 3,59 | 3.58 | 0,08 |
| | | 456250 | 45,6 | | 12900 | 3,87 | 3,56 | | |
| 2 | 2 % | 463500 | 46,4 | 46,0 | 14850 | 4,46 | 4,10 | 4,15 | 0,09 |
| | | 456350 | 45,6 | | 15150 | 4,55 | 4,19 | | |
| 3 | 4 % | 443900 | 44,4 | 45,8 | 16750 | 5,03 | 4,63 | 4,66 | 0,1 |
| | | 472500 | 47,3 | | 16950 | 5,09 | 4,68 | | |
| 4 | 6 % | 471500 | 47,2 | 47,1 | 17550 | 5.27 | 4,85 | 4,76 | 0,1 |
| | | 468500 | 46,9 | | 16900 | 5,09 | 4,66 | | |

Випробування на визначення морозостійкості виконувалось відповідно до ДСТУ Б В.2.7-49-96 "Бетони. Прискорені методи визначення моро-зостійкості при багаторазовому заморожуванні та відтаванні" та ДСТУ Б В.2.7-43-96 "Бетони важкі. Технічні умови". Для цього, зразки замо-чувались в 5 % розчині хлористого натрію, після чого контрольні зразки випробовувались на стиск на пресі, а дослідні зразки поміщались в моро-зильну камеру, в якій витримувались протягом 20-ти циклів поперемінного заморожування-відтавання (відповідно до другого прискореного методу визначення морозостійкості як для бетонів

дорожніх покриттів). За результатами випробувань, можна зробити висновок, що зразки бетону без фібри та зразки бетону з введенням 4 % фібри від маси цементу в сухому стані витримали випробування і відповідають марці бетону за морозостійкістю F 200 за ДСТУ Б В.2.7-49-96 "Бетони. Прискорені методи визначення морозостійкості при багаторазовому заморожуванні та відтаванні" та ДСТУ Б В.2.7-43-96 "Бетони важкі. Технічні умови".

Водонепроникність цементобетонних зразків з базальтовою фіброю визначалася шляхом випробування 2-х серій зразків бетону у вигляді зразків-циліндрів розміром 150x150 мм, виготовлених з бетонної суміші складом, який відповідає складу бетонної суміші для визначення міцності, наведеному вище: 6-ти зразків-циліндрів без фібри, 6-ти зразків-циліндрів з фіброю. Випробування на визначення водонепроникності виконувалось відповідно до ДСТУ Б В.2.7-170:2008 “ Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності ”. Для цього, зразки – циліндри встановлювались на установку для визначення водонепроникності. До зразків підводилася під тиском вода та, відповідно до ДСТУ Б В.2.7-170, виконувалось випробування шляхом ступеневого збільшення тиску води на зразкициліндри з кроком 2 атмосфери до появи на поверхні зразка мокрої плями. Випробування припинялося у випадку, коли на поверхні трьох з шести зразків з’являлися мокрі плями. За результатами випробувань встановлено, що обидві серії зразківциліндрів (з фіброю і без неї) витримали випробування на водонепроникність і відповідають марці бетону W6 за ДСТУ Б В.2.7170:2008 “ Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності”. Визначення стиранності бетонів з базальтовою фіброю при введенні в склад цементобетонної суміші базальтової фібри виконувалось у відповідності до ГОСТ 13087-81 “Бетоны. Методы определения истираемости ” з використанням кругів стирання ЛКИ-3(відповідно до ГОСТ 13087-81).

Було виготовлено зразки цементобетону з розмірами 70x70x70 мм відповідно до ГОСТ 10180-90 в кількості 6 штук для проведення випробування

на визначення стиранності для визначення впливу введення базальтової фібри в бетонну суміш на стиранність бетону з вмістом фібри 4% по масі від маси цементу в сухому стані (табл. 1.5). Зразки виготовлялись в такій самій послідовності та з використанням того ж змішувального обладнання, що і для виготовлення балок-призм.

Таблиця 1.6

Результати випробувань базальтофібробетону на стиранність

| № п/п | Марка Зразка | Розміри поверхні зразка, яка стирається, см | Площа поверхні зразка, яка стирається, см | Маса зразка, г | | Стиранність зразка | Стиранність серії зразків |
|-------|--------------|---|---|----------------|-----------------|--------------------|---------------------------|
| | | | | До сти-рання | Після стир-ання | | |
| 1 | Контро-льні | 7,06x7,055 | 49,81 | 857,3 | 808,4 | 0,98 | 0,97 |
| | | 7,09x7,07 | 50,13 | 868,2 | 820,0 | 0,96 | |
| | | 7,06x7,06 | 49,84 | 869,8 | 820,9 | 0,98 | |
| 2 | 4 % | 7,13x7,07 | 50,41 | 831,2 | 783,8 | 0,94 | 0,86 |
| | | 7,09x7,12 | 50,48 | 817,9 | 780,5 | 0,74 | |
| | | 7,05x7,10 | 50,06 | 820,8 | 775,3 | 0,91 | |

Корозійна стійкість арматури при введенні в склад цементобетонної суміші базальтової фібри визначалась шляхом визначення захисних властивостей бетону з базальтовою фіброю (вміст фібри 4% від цементу за масою) по відношенню до сталевих арматур відповідно до вимог СТ СЭВ 4421-83 «Защита от коррозии в строительстве. Защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре. Электрохимический метод испытаний». Випробування здійснювали потенціодинамічним методом з застосуванням водної витяжки при співвідношенні бетон (відсів)/вода=1/4. Для визначення можливого впливу базальтової фібри проводили дослідження водної витяжки з бетону з базальтовою фіброю та водної витяжки з бетону без базальтової фібри.

За показником щільності струму пасивації сталевих арматур згідно табл. 1 СТ СЭВ 4421 бетон з добавкою зазначеної кількості фібри базальтової відповідає вимогам до бетону конструкцій з ненапруженою сталевих арматурою (табл. 1.7).

Таблиця 1.7

Результати визначення захисних властивостей бетону з базальтовою фіброю (вміст фібри 4% від цементу за масою) по відношенню до сталевій арматури

| Зразок | Стаціонарний потенціал E_r , mV | Потенціал пасивації E_p , mV | Потенціал руйнування E_d , mV | Щільність струму пасивації i_p , $\mu A/cm^2$ |
|---------------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|---|
| контрольний | -20 | -327 | 596 | 11.9 |
| з фіброю | -460 | -367 | 460 | 11.7 |
| Допустимі показники | ≤ -550 | ≤ -450 | 450÷600 | 10÷25 |

Завдяки зазначеним властивостям дисперсне армування базальтовою фіброю є ефективним при зведенні відповідальних і спеціальних споруд: сейсмостійких і воєнних, радіопрозорих конструкцій (табл. 1.8).

Таблиця 1.8

Порівняльні випробування міцності бетонних на розтяг при згині з вмістом різного типу фібр (приведені до контрольного зразка без фібри

| Вміст фібри у зразках бетону, кг | Міцність зразків на розтяг при згині | | | | | | | | |
|--|---|------------|------------------------------------|----------------------|------------------------------------|-------------|------------------------------------|---------|-----------------------------------|
| | Базовий зразок бетону класу С30 (без фібри), МПа | Види фібр | | | | | | | |
| | | Базальтова | | Полімерна армуюча | | Сополімерна | | Сталева | |
| | | МПа | Темпи росту міцнос- ті, % | МПа | Темпи росту міцнос- ті, % | МПа | Темпи росту міцнос- ті, % | МПа | Темпи росту міцності , % |
| 0 кг | 3,65 | - | - | - | - | - | - | - | - |

| | | | | | | | | | |
|-------|----|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 2 кг | - | 5,00 | 137% | 4,76 | 130% | 5,46 | 150% | - | - |
| 3 кг | - | 4,94 | 135% | 4,70 | 129% | 4,20 | 115% | - | - |
| 4 кг | - | 4,20 | 115% | 4,56 | 125% | 4,73 | 130% | - | - |
| 5 кг | -- | 3,65 | 100% | 3,73 | 102% | 3,13 | 86% | -- | -- |
| 6 кг | - | 3,43 | 94% | 3,93 | 108% | 3,36 | 92% | - | - |
| 25 кг | - | - | - | - | - | - | - | 4,07 | 112% |
| 35 кг | - | - | - | - | - | - | - | 4,23 | 116% |
| 45 кг | - | - | - | - | - | - | - | 4,25 | 116% |

Наявний економічний ефект від застосування базальтової фібри для дисперсного армування бетонів у порівнянні з іншими фібрами: в 1,5-2 рази дешевша за металеву, в 1,5 рази – за полімерну армувальну, в 4-4,5 разів – за сополімерну. Отже, основними властивостями базальтофібробетону є відсутність усадочних тріщин, підвищена міцність бетону на розтяг при згині, пришвидшений процес первинного і остаточного твердіння, підвищена міцність ударна і при втомлюванні втомна міцність, морозостійкість, теплостійкість, вологостійкість та стійкість до стирання, однорідність суміші та легкоукладуваність легкоукладальність. До переваг можна віднести стійкість до впливів агресивного середовища (особливо луг), здатність до фільтрації агресивних речовин; резистентність до ультрафіолетового впливу, діелектричність, екологічність, стійкість до температурних перепадів. Ефективним фібробетон є для матеріалів покриттів доріг та автотрас, підлог промислових будівель і споруд, оскільки має значно підвищену стійкість до стираності, відповідає всім вимогам до якості промислових підлог (високої міцності до всіх видів навантажень – статичних, динамічних, ударних тощо) перешкоджає абразивному зношуванню і, відповідно, має підвищений термін експлуатації.

Згідно аналізу досліджень:

1. Міцність на розтяг при згині бетону з фіброю підвищується до 33 % в порівнянні із бетоном без фібри.

2. Контрольні зразки бетону та зразки бетону, армовані базальтовою фіброю, після випробувань на морозостійкість суттєво не відрізняються (в межах похибки випробування) і відповідають марці за морозостійкістю F200 за ДСТУ Б В.2.7-49-96 “Бетони. Прискорені методи визначення морозостійкості при багаторазовому заморожуванні та відтаванні”.

3. Контрольні зразки бетону та зразки бетону, армовані базальтовою фіброю, витримують випробування на водонепроникність і відповідають марці бетону W6 за ДСТУ Б В.2.7-170:2008 “Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності” (п. 8.2 табл. 5). Водонепроникність бетону, армованого фіброю не змінюється або її зміна незначна (в межах похибки випробування).

4. Стираність бетону з фіброю підвищується до 13 % в порівнянні із бетоном без фібри.

5. За показником щільності струму пасивації сталевих арматур згідно табл. 1 СТ СЭВ 4421 бетон з добавкою кількості фібри базальтової (вміст фібри до 4% від цементу за масою) відповідає вимогам до бетону конструкцій з ненапруженою сталевих арматурою.

1.5. Впровадження базальтової арматури в будівельну практику

Дослідники відзначають кращі фізико-механічні властивості базальтової арматури, у т.ч. вищу міцність і деформативність (табл. 1.9 згідно з [Ericson A.C. Basalt FRP, с.11]). При цьому процес виробництва базальтової фібри аналогічний до отримання скляної шляхом пултрузії (протягування безперервної арматури через ванну з розплавленим полімером і наступним протягуванням через фарбувальну ванну, у процесі чого відбувається її затвердіння) [Ericson A.C. Basalt FRP].

Таблиця 1.9

Порівняння фізико-механічних властивостей арматурних стрижнів

| Матеріал | Міцність на розтяг, МПа | Модуль деформації, ГПа | Деформації, % |
|------------------|-------------------------|------------------------|----------------------|
| Базальтова фібра | 800~1200 | 45~70 | 2,37~3,09 (граничні) |
| Скло | 480~825 | 35~51 | - |

| | | | |
|-------|---------|-----|--------------------------|
| Сталь | 480~690 | 200 | 0,14~0,25 (текучості) |
|-------|---------|-----|--------------------------|

Проведені дослідження базальтової фібри для подальшого використання, як альтернативи вуглецевої і скляної, згідно з якими її хімічний склад близький до скляної, окрім вмісту заліза (що надає їй коричневого кольору). Полімери з базальтових волокон відрізняються значною міцністю на розтяг і високим модулем пружності, кращою хімічною стійкістю, розширеним діапазоном робочих температур і більшу екологічність, ніж при застосуванні композитних виробів зі скловолокон. Дослідження INFOMINE Research Group у 2007 р. також довели можливість використання базальтової фібри при високих температурах, значні міцність, витривалість і низьке водопоглинання.

При порівнянні лугостійкості шляхом занурення матеріалу у розчин вуглецева фібра показує найкращі результати, тоді як базальтова і скляна втрачають міцність і зменшуються в об'ємі. При цьому модуль стиску базальтової фібри не змінюється.

Дослідження базальтової фібри і стрижнів із вилученням її епоксидних складових при гіротермічній обробці та в лужному середовищі виявили значний розвиток корозії базальтофібрових стрижнів і значне погіршення їх механічних властивостей при розтягуванні. Разом із цим арматурні стрижні показали більшу довговічність.

При вивченні впливу сольового розчину на міцність базальтофібрових стрижнів на розтяг було встановлено зменшення міцності пропорційно зростанню навантаження. При навантаженні 60% від граничного базальтофіброві волокна у віці 63 днів зберігали понад 90% міцності на розтяг, добре опираючись впливу солей (корозії). Водночас модуль деформацій залишався відносно незмінним.

Отже, використання базальтової фібри і композитних стрижнів для ефективного армування конструкцій є важливим і перспективним напрямком у розвитку будівельної галузі. Головною перевагою композитної арматури порівняно зі сталевую є корозійна стійкість.

1.6. Висновки по розділу

Враховуючи результати досліджень, фібру рекомендовано використовувати у бетонах дорожніх і аеродромних покриттів, в тому числі у конструкціях з ненапруженою сталевією арматурією.

Основними властивістями фібробетону є відсутність усадочних тріщин, підвищена міцність бетону на розтяг при згині, пришвидшений процес первинного і остаточного твердіння, підвищена міцність ударна і при втомлюванні втомна міцність, морозостійкість, теплостійкість, вологостійкість та стійкість до стирання, однорідність суміші та легкоукладальність. До переваг можна віднести стійкість до впливів агресивного середовища (особливо луг), здатність до фільтрації агресивних речовин; резистентність до ультрафіолетового впливу, діелектричність, екологічність, стійкість до температурних перепадів.

Ефективним фібробетон є для матеріалів покриттів доріг та автотрас, підлог промислових будівель і споруд, оскільки має значно підвищену стійкість до стираності, відповідає всім вимогам до якості промислових підлог (високої міцності до всіх видів навантажень – статичних, динамічних, ударних тощо) перешкоджає абразивному зношуванню і, відповідно, має підвищений термін експлуатації.

РОЗДІЛ 2. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

2.1. Загальні дані

Проектується 12-ти поверховий житловий будинок у м. Київ. Дана будівля відноситься до:

- I кліматичної зони,
- I ступені довговічності,
- II ступені вогнестійкості.

Висотне положення ділянки запроектоване з урахуванням вимог існуючої забудови вулиць, відведення дощових вод від будівлі. Відведення дощових і

таких вод з ділянки передбачено по поверхні асфальтового покриття, а з даху будівлі по водостічних жолобах і трубах на асфальтове покриття і далі по поверхні в систему водостоків.

Проектом передбачається благоустрій території. Газони укріплюються засівом трави на шару рослинного ґрунту 20 см.

2.2. Об'ємно-планувальні рішення

Основний об'єм будинку має багатокутну форму в плані, розмірами в осях 35,40 м х 19,00 м. Загальна висота будинку від відмітки підлоги першого поверху до підвісної стелі другого поверху 3,00 м.

2.2.1. Характеристика функціонального процесу будинку

Основні функціональні вимоги до проекту мого будинку – створення комфортних умов для всіх видів життєдіяльності. Дотримується формула розселення: $n = N - 1$, де n -кількість кімнат, N -кількість проживаючих. Норма жилої площі на людину = 9 м².

Для забезпечення комфорту проживання в кожній квартирі є наступні функціональні групи проживання:

- зона відпочинку (спальня) - 1,2 - в залежності від кількості кімнат у квартирі.
- зона суспільно-робоча (вітальня)
- господарська кімната (кухня)
- санітарно-гігієнічний вузол (ванна кімната, туалет)
- допоміжна зона (коридори, лоджії, балкони)
- вхідний, розподільчий вузол .

Правильний розподіл взаєморозміщених різних функціональних зон є основою правил розподілу квартири. Центральну зону в квартирі займає зона найбільшої денної активності включає: кухню, вітальню, прихожу, які зручно пов'язати між собою, спальні розміщені в глибині квартири, розміщують їх глибоко від кухонь і входів, але забезпечують зв'язок з санвузлом.

2.2.2. Об'ємно-планувальні елементи

Комунікаційні приміщення - забезпечують зв'язок між приміщеннями всередині будівлі (коридори, сходові вузли).

Обслуговуючі приміщення - підвищують комфорт і санітарно – гігієнічні умови в будівлі, але не мають відношення до основних функцій (санітарні вузли).

Основні приміщення - відповідають основним функціям будівлі (в даному випадку це квартири).

Допоміжні приміщення - забезпечують функціонування основних приміщень (ліфти, сміттєзбиральна камера).

В наявності є один під'їзд та 2 ліфт, вантажопідйомністю – 400 кг та 1000 кг (вантажний). На першому поверсі розміщується 6 квартир, 2 ліфти та сміттєзбиральна камера. На типовому поверсі – 7 квартир та 2 ліфти. Всі квартири на поверсі мають в наявності балкони.

2.3.Конструктивні рішення

Конструктивна система будівлі – стінова. Будівельна система - стінова. Несуча конструкція - стіна та плита перекриття. Вертикальну жорсткість каркасу забезпечує – діафрагмою жорсткості., яка утворює сходово-ліфтовий вузол.

Фундамент - на основі інженерно-геологічних вишукувань під житловий будинок розроблений фундамент неглибокого закладання.

Перекриття – плита круглопустотна залізобетонна, товщиною – 220 мм.

Стіни та перегородки – приймаємо із цегляної кладки товщиною 510 мм для зовнішніх стін, та 380, 120 мм для внутрішніх. Зовнішні стіни утеплюються пінополістиролом марки Styrodur, товщиною 100 мм. Для перегородок приймаємо утеплювач «Техноніколь» товщиною 100 мм.

Підлоги – приймаємо на основі матеріалів Ceresit та Thomsit компанії «Хенкель Баутехнік»

“5”- “6” та “Д”- “Ж”.



Рис.2.1. Схема влаштування монолітних залізобетонних сходів

Покриття - покрівля приймається рулонною. На залізобетонну плиту вкладають пароізоляцію, керамзит для ухилу і армуємо цементно-піщаною стяжкою. До виступаючих частин покриття покрівельний килим прикріплюється дюбелями, а стики захищаються промазуванням і оббиваються оцинкованою покрівельною сталлю.

Вікна - віконні прорізи заповнені дерев'яними рамами з потрійним склінням енергозберігаючим склом марки «L_{ow}-E». Вікна вибрані згідно ДБН у відповідності з площами приміщень, що освітлюються. Верх вікон максимально наближено до стелі, що забезпечує кращу освітленість в глибині кімнат.

Двері - дерев'яні серії 1.136-11 ГОСТ 6629-74, ГОСТ 24698-81.

Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відчиняються на зовні по напрямку руху на вулицю виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі.

Дверні коробки закріплюються в прорізах до антисептованих дерев'яних пробок, що закладаються в кладку під час зведення стін.

Для зовнішніх дерев'яних дверей і дверей на маршових майданчиках, в тамбурах коробки облаштовують з порогами, а для внутрішніх дверей – без порогів. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), які дозволяють знімати відкриті настіж дверні полотна з петель – для ремонту, або заміни полотна дверей.

2.4. Санітарно-технічне та інженерне обладнання

Санітарне обладнання запроектованого будинку включає в себе трубопроводи холодної і гарячої води, каналізаційні та газові влаштування підігріву води, газові прибори. В будівлі встановлені електричні, слаботокові, телефонні мережі, а також освітлення. У підвалі будинку запроектований індивідуальний тепловий пункт (ІТП), де розміщені пластинчасті теплообмінники для опалення і гарячого водопостачання, насоси, прилади обліку і контролю.

Для житлового будинку проектується витяжна вентиляція з природньою тягою. Витяжка з квартир передбачається через вентиляційні канали кухонь і санітарних вузлів. Повітря збирається в верхній зоні приміщень кухонь і санвузлів в канал і потім проводиться в збірний канал на вище розташованому поверсі. Витяжні канали виходять транзитом в тепле горище і далі через витяжну шахту на покрівлю.

На витяжних отворах в приміщеннях кухонь і санвузлів встановлюють пластмасові решітки.

Приплив повітря на компенсацію витяжки поступає через кватирки у вікнах у верхню зону приміщення.

2.5. Розрахунок термічного опору для зовнішньої стіни житлового будинку у м. Київ

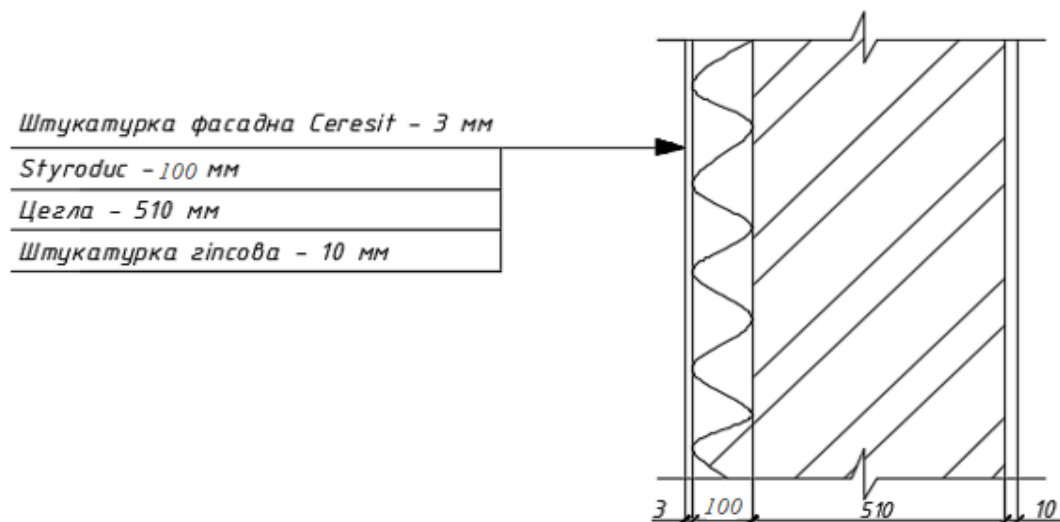


Рис.2.2. Конструкція зовнішньої стіни

Вихідні дані:

1. Кліматичні дані для району будівництва.

1.1 Розрахункові параметри температури зовнішнього повітря для Києва (табл. 2 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010) наведено у таблиці 1.

Таблиця 2.1

| Середня температура повітря за місяць | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|------|-----|-----|------|------|------|------|------|-----|-----|------|
| I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | XII |
| -4,7 | -3,6 | 1,0 | 9,0 | 15,2 | 18,3 | 19,8 | 19,0 | 13,9 | 8,1 | 1,9 | -2,5 |

Найбільш холодний місяць року – січень.

2. Дані мікроклімату приміщення:

2.1. Температура внутрішнього повітря $t_{\text{в}} = 20^\circ\text{C}$ (табл Г.2, ДБН В.2.6-31:2006);

2.2. Відносна вологість внутрішнього повітря $\phi_{\text{в}} = 60\%$ (табл Г.2, ДБН В.2.6-31:2006);

2.3. Вологісний режим приміщення – нормальний (табл. Г.1, ДБН В.2.6-31:2006).

2.4. Умови експлуатації захищаючих конструкцій залежно від вологісного режиму приміщень (додаток К, ДБН В.2.6-31:2006): Б.

При теплотехнічному розрахунку конструкції зовнішнього огородження величину нормативного потрібного термічного опору обчислюють за формулою

$$R_{\text{пот}} = \frac{t_a - t_3}{\Delta t^i \cdot \alpha_a} n, \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт},$$

де t_a – розрахункова температура повітря у приміщенні

і t_3 – розрахункова температура повітря зовні найбільш холодної п'ятиденки з урахуванням коеф. 0,92 (за ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010);

n – коефіцієнт, що враховує положення зовнішньої поверхні огороджуючих конструкцій відносно зовнішнього повітря (для зовнішніх стін $n=1$ для внутрішніх стін і перекриття 0,5);

Δt^i – температурний перепад між повітрям і внутрішньою поверхнею огородження.

α_a Коефіцієнт теплосприйняття внутрішніх поверхонь огорожувальних конструкцій приймається за додатком Е (ДБН В.2.6-31:2006).

Якщо фактичний термічний опір теплопередачі менше потрібного значення, необхідно збільшити товщину шарів огорожуючої конструкції або передбачити додатковий шар теплоізоляції. Для обраного матеріалу теплової ізоляції (тобто коефіцієнт теплопровідності ізоляції λ_{iz} відомий) товщину шару визначають з рівняння

$$\delta_{iz} = (R - R_o) \lambda_{iz}, \text{ м},$$

де R – потрібне або нормативне значення опору теплопередачі.

3. Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалюваних будинків обов'язкове виконання умов:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{min}}$$

де $R_{\Sigma \text{пр}}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, $(\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}})$;

R_{qmin} – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$;

4. Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції житлових та громадських будинків для зовнішніх стін приймається згідно ДБН :

$$R_{qmin} = 3,3 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}};$$

5. Розрахункове визначення приведенного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій визначається за формулою:

$$R_{\Sigma пр} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}},$$

де $\alpha_{\text{в}}$, $\alpha_{\text{з}}$ – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$; додаток Е, с.21.

Таблиця 2.2

| Тип конструкції | Коефіцієнт тепловіддачі, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ | |
|--------------------------|--|---------------------|
| | $\alpha_{\text{в}}$ | $\alpha_{\text{з}}$ |
| Зовнішні стіни, покриття | 8,7 | 23 |

R_i – термічний опір і-го шару конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу і-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$; додаток Л, с.30.

Таблиця 2.3

| Вологісний режим | Внутрішнього повітря $\varphi_{в}, \%$, за температури $t_{в}$ | | |
|------------------|---|---|---------------------------------------|
| | $t_{в} \leq 12 \text{ }^{\circ}\text{C}$ | $12 < t_{в} \leq 24 \text{ }^{\circ}\text{C}$ | $t_{в} > 24 \text{ }^{\circ}\text{C}$ |
| Нормальний | $60 \leq \varphi_{в} \leq 75$ | $50 \leq \varphi_{в} \leq 60$ | $40 \leq \varphi_{в} \leq 50$ |

Вологісні умови експлуатації матеріалу в огорожувальних конструкціях:

Таблиця 2.4

| Вологісний режим приміщень за додатком Г(табл..Г1) | Умови експлуатації |
|--|--------------------|
| нормальний | Б |

6. Визначення R_i ($\text{м}^2 \cdot \text{K}/\text{Вт}$):

$$R_i = \frac{\delta_1}{\lambda_{1p}} + \frac{\delta_2}{\lambda_{1p}} + \frac{\delta_3}{\lambda_{2p}} + \frac{\delta_4}{\lambda_{1p}} = \frac{0,003}{0,81} + \frac{0,05}{0,043} + \frac{0,51}{0,56} + \frac{0,01}{0,91} = 3,25 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{K}}{\text{Вт}}$$

7. Приведений опору теплопередачі огорожувальних конструкцій дорівнює:

$$R_{\Sigma \text{пр}} = \frac{1}{\alpha_{в}} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_{з}} = \frac{1}{8,7} + 3,25 + \frac{1}{23} = 3,41 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{K}}{\text{Вт}}$$

8. Умова $R_{\Sigma \text{пр}} = 3,41 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{K}}{\text{Вт}} \geq R_{q \min} = 3,3 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{K}}{\text{Вт}}$ виконується.

Згідно з ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель»_товщина огорожувальної конструкції приймається 623 мм .

2.6. Пожежна безпека

Пожежна безпека проектованої споруди, забезпечується комплексом профілактичних протипожежних заходів, обумовлених вимогами, а також будівельними нормами проектування категорійних споруд. Розміщення споруди

виконано з урахуванням пожежної безпеки об'єктів, котрі розташовані неподалік.

Проектом передбачене влаштування проїздів для пожежних автомобілів згідно вимог ДБН Б 2.2-12:2018.

Проектом також передбачене влаштування пожежних драбин на дах проектованої будівлі.

Внутрішній протипожежний захист споруд обумовлюється:

- 1) об'ємно – планувальними та конструктивними рішеннями:
 - приміщення поділено на пожежні відсіки протипожежними перегородками;
 - з приміщення заводу запроектований евакуаційний вихід безпосередньо назовні;
- 2) застосуванням ефективних заходів протипожежної безпеки, системи евакуації, а також ручними вогнегасниками:
 - евакуація з другого поверху вбудованого адміністративно – побутового комплексу передбачається по внутрішнім сходам 1-го типу та по зовнішнім металевим сходам;
 - двері на шляхах евакуації відкриваються по напрямку виходу із приміщень назовні.

Проектом передбачено застосування матеріалів та конструкцій з урахуванням протипожежних норм і вимог. Конструктивна схема складської частини каркасна, колони та балки металеві. Мінераловатні мати, що застосовуються для утеплення зовнішніх стін та покрівлі відносяться до групи негорючих матеріалів.

Крім цього, проектом передбачено монтаж пожежної сигналізації з виводом на пульт пожежної безпеки.

РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.1. Розрахунок збірної залізобетонної панелі перекриття з овальними пустотами

Дані для проектування:

- Розміри багатоповерхового будинку в плані (в осях): 19,0×35,4 м
- Кількість поверхів-12
- Висота поверхів: 3 м.
- Корисне навантаження: 8,0 кН/м²
- Тип підлоги – паркетна.
- Стіни: цегляні.
- Панелі – з круглими пустотами.
- Клас робочої поздовжньої арматури для: плит А600С попередньо напружувана.
- Клас бетону для: плити – С25/30.
- Умовний розрахунковий тиск на землю на глибині 1.5 м : R = 150 кПа.
- Місце будівництва – м. Київ.

Перекриття виконується із збірних попередньо напружених залізобетонних панелей, укладених на цегляні стіни.

3.2. Збір навантажень

Дані для проектування: ширина панелі 1,2 м, виготовляється з бетону класу С25/30 : $f_{ck}=22$ МПа; $f_{cd}=17$ МПа; $f_{ctk}=1,8$ МПа; $E_{cm}=32,5\times10^3$ МПа.

Арматура поздовжня напружена класу А600С: $f_{pk}=630$ МПа; $f_{p0,1k}=575$ МПа; $E_p=19\times10^4$ МПа.

У панелі перекриття припустиме виникнення тріщин.

Панелі виготовляються у заводських умовах (агрегатно-поточна технологія виготовлення) з прогрівом бетону при атмосферному тиску. Натягування арматури на упори здійснюється електротермічним способом. Розрахункове значення опору розтягу напруженої арматури А600С f_{pd} визначаємо за формулою(згідно ДСТУ Б. В. 2.6.-156:2010):

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{575}{1,2} = 479,17 \text{ МПа.}$$

де $\gamma_s=1,2$ для І групи.

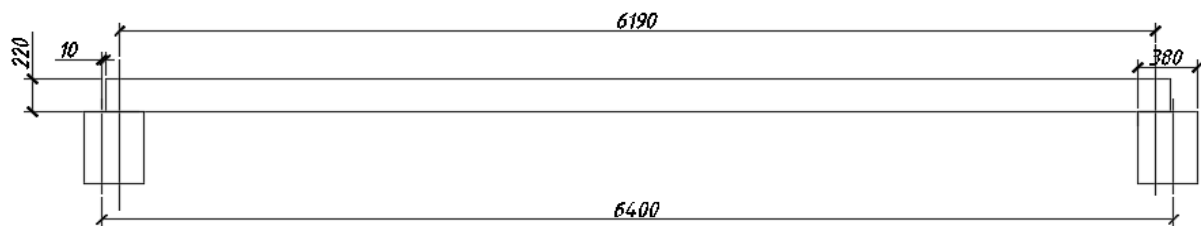


Рис. 3.1. Схема розрахункового прольоту панелі перекриття.

У випадку, коли панелі опираються на стіну зверху, розрахунковий проліт:

$$l_{01} = l_1 - 2 \cdot \frac{b}{4} - 40 = 6400 - 2 * (380 / 4) - 20 = 6190 \text{ мм}$$

Навантаження, що передаються на панель перекриття, складаються зі сталого і тимчасового (корисного).

Для даної конструктивної схеми визначимо навантаження на перекриття.

Таблиця 3.1.

Збір навантажень на 1м² залізобетонної плити перекриття

| Навантаження | Нормативне навантаження, кН/м ² | Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fn} | Коефіцієнт надійності за призначенням γ_n | Розрахункове навантаження кН/м ² |
|---|--|--|--|---|
| 1. Постійне: 1.1. Паркетна підлога на мастиці t=90 мм. | 1 | 1,2 | 1,05 | 1,26 |
| 1.2. Власна вага панелі перекриття t=220 мм. | 2,94 | 1,1 | 1,05 | 3,4 |
| Разом: | $G_n=3,94 \text{ кН/м}^2$ | | | $G=4,66 \text{ кН/м}^2$ |
| 2. Тимчасове | 8,0 | 1,2 | 1,05 | 10,08 |
| Всього | $p_n=11,94 \text{ кН/м}^2$ | | | $p=14,74 \text{ кН/м}^2$ |

1.1 Повне розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$ на 1 м погонної довжини панелі шириною 1,2 м:

$$P = p \cdot 1,2 = 14,74 \cdot 1,2 = 17,69 \text{ кН / м}$$

Зусилля від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{P \cdot l_0^2}{8} = \frac{17,69 \cdot 6,19^2}{8} = 84,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{P \cdot l_0}{2} = \frac{17,69 \cdot 6,19}{2} = 54,8 \text{ кН}$$

Робоча висота перерізу:

$$d = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм,}$$

де a - захисний шар бетону;

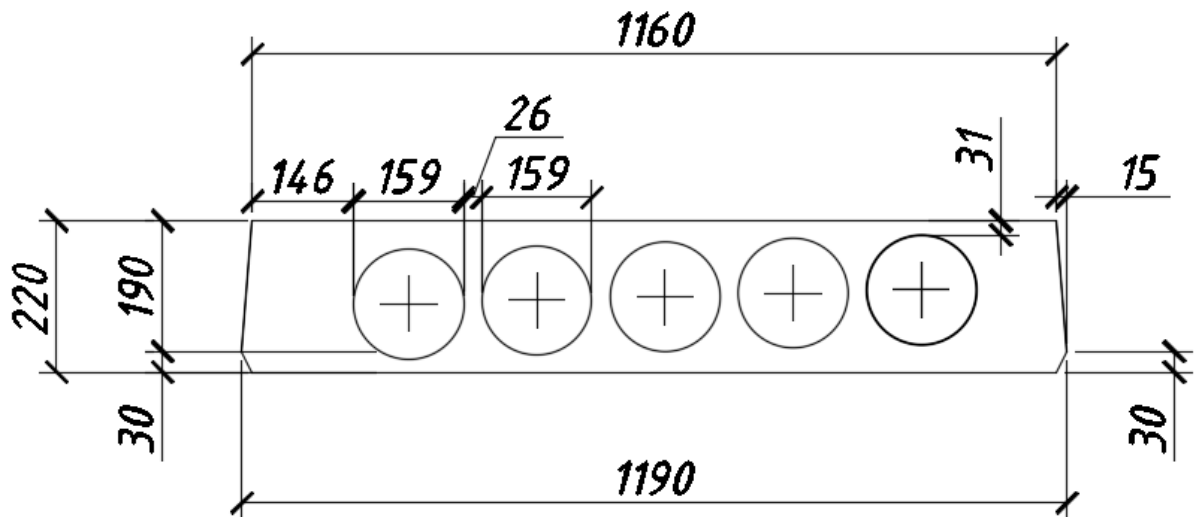


Рис. 3.2. Прийнятий переріз плити

Розрахунковий еквівалентний переріз панелі - двотавровий. Виходячи з припущення, що нейтральна вісь пройде в межах полочки і ширина полочки дорівнює ширині панелі: . Кількість отворів – 5.

$$\text{Ширина ребра тавра: } b_w = 1160 - 159 \cdot 5 = 365 \text{ мм}$$

3.3. Розрахунок міцності нормального перерізу

1. Установлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу:

Перевірку положення нейтральної осі M_f визначають без урахування A_s' .

$$M_f = b_{\text{eff}} \cdot h_f' \cdot f_{cd} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 1160 \cdot 30 \cdot 17 \cdot (190 - 0,5 \cdot 30) = 103,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Так, як умова $M_f = 103,53 \text{ кН} \cdot \text{м} \geq M = 84,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$ виконується то межа стиснутої зони бетону знаходиться в полиці тавра. Розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу шириною $b = b_{eff}' = 116 \text{ см}$

2. Знаходимо:
$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff}' \cdot d^2} = \frac{84,73 \cdot 10^6}{17 \cdot 1160 \cdot 190^2} = 0,14$$

Щоб панель не переармовувати і, таким чином, виключити необхідність встановлення арматури у стислій зоні бетону, має виконуватись умова: $\xi \leq \xi_R$

$$\xi_R = \frac{\xi_{cu3,cd}}{\xi_{cu3,cd} + \xi_{so}} \quad \text{де, } \xi_{cu3,cd} = 3\% \text{ для бетону C25/30, } \xi_{so} = 2,3$$

$$\xi_R = \frac{3}{3 + 2,3} = 0,566$$

При $\alpha_m = 0,14$ маємо $\xi = 0,19 < \xi_R = 0,566$; Умова виконується.

3. Площа попередньо напруженої арматури:

$$A_p = \frac{M}{f_{pd} \cdot d \cdot \xi} = \frac{84,73 \cdot 10^6}{479,1667 \cdot 190 \cdot 0,924} = 1007,22 \text{ мм}^2$$

4. Приймаючи розташування робочої попередньо напруженої арматури через 2 порожнини (кроком 370 мм) маємо для 5-ти порожнистої плити 4 стержні. За сортаментом підбираємо: 6Ø16 мм А600С з $A_p = 12,06 \text{ см}^2 \geq 10,07 \text{ см}^2$.

5. Звичайну арматуру приймаємо конструктивно: каркаси К-1 (4шт), з повздовжньою арматурою Ø10А400С.

3.4. Розрахунок міцності за похилим перерізом

Перевірка необхідності розрахункової поперечної арматури:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{190}} = 2,02 \leq 2d = 380$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_{eff} \cdot d} = \frac{1206}{1160 \cdot 190} = 0,0055 \leq 0,02$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{eff} \cdot d =$$

$$= \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0055 \cdot 22)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,66 \right] \cdot 1160 \cdot 190 = 109483,089 H = 109,48 kH > (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,464 + 0,15 \cdot 1,66) \cdot 0,365 \cdot 0,19 = 49,45 kH.$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 22^{\frac{1}{2}} = 0,464$$

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{0,5 \cdot \sigma_p \cdot A_p}{(h \cdot b_{eff} - \frac{\pi \varnothing^2}{4} \cdot n)} = \frac{0,5 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 12,06 \cdot 10^{-4}}{(0,220 \cdot 1,160 - \frac{\pi 0,159^2}{4} \cdot 5)} = 1,93 MPa \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 17 = 3,4 MPa.$$

Так як $V_{Rd,c} = 109,48 kH \geq V_{Ed} = 54,8 kH$, то то міцність бетону на дію поперечної сили є достатньою. В такому випадку для порожнистих плит поперечне армування рекомендується ставити конструктивно при збереженні правил підбору його кроку.

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 190 = 170 \text{ мм}$$

$a_{cw} = 1$; так як $N_{Ed} = 0$

Крок поперечних стрижнів:

Приймаємо $S = 100 \text{ мм}$, з урахуванням вимоги $S = h/2 = 220/2 = 110$.

Мінімальний переріз поперечної арматури:

$$A_{sw,min}^1 = ((0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}) \cdot S_w \cdot b_w = ((0,08 \cdot \sqrt{22}) / 240) \cdot 100 \cdot 365 = 57,07 \text{ мм}^2$$

$$A_{sw,min}^2 = \rho_w \cdot S_w \cdot b_w = 0,0055 \cdot 100 \cdot 365 = 200,75 \text{ мм}^2$$

$$A_{sw,min} = 200,75 \text{ мм}^2$$

Кількість зварних каркасів поперечної арматури приймаємо рівною кількості стрижнів попередньо напруженої арматури (4 шт.). Отже, мінімальна площа одного стержня поперечної арматури:

$$A_{sw,min}^{1cmp} = A_{sw,min} / 4 = 200,75 / 4 = 50,19 \text{ мм}^2 = 0,5019 \text{ см}^2$$

Враховуючи мінімально можливий діаметр арматури А240С 10 мм з

$$A_{sw,min}^{1cmp} = 0,628 > 0,5019.$$

Верхня та нижня полиці плити армують конструктивно сітками С1 та С2

Верхня: Марка сітки С1 $\frac{4Bp1-200}{4Bp1-200}$ 1830x6550.

Нижня: Марка сітки С2 $\frac{4Bp1-200}{4Bp1-200}$ 860x1880

Конструктивно приймаємо сітку С3 біля опор плити, оскільки там виникає найбільша поперечна сила.

Марка сітки С3 $\frac{5Bp1-200}{4Bp1-200}$ 2200x460.

3.5. Визначення геометричних характеристик зведеного перерізу

Уточнюємо прийнятий раніше двотавровий переріз, замінюючи круглі порожнини еквівалентними прямокутними:

Висота полиць двотавра: $h_f = 3 \text{ см}$;

Товщина ребра двотавра: $b_w = 36,5 \text{ см}$

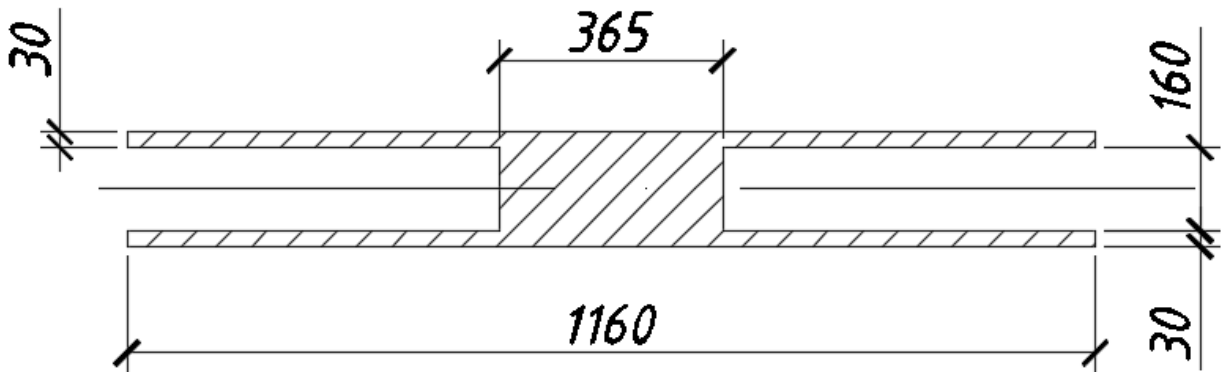


Рис. 3.3. Схема розрахункового еквівалентного перерізу панелі

Площа еквівалентного перерізу панелі:

$$A_c = \sum_{i=1}^n A_{bi} = 2 \cdot b_{eff} \cdot h_f + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) = 2 \cdot 116 \cdot 3 + 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) = 1280 \text{ см}^2$$

Площа зведеного перерізу панелі:

$$A_{red} = \sum_{i=1}^n A_{bi} + \alpha \cdot A_{p1} = 1280 + 5,85 \cdot 10,07 = 1338,9 \text{ см}^2$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{19 \cdot 10^4}{3,25 \cdot 10^4} = 5,85$$

Статичний момент перерізу бетону відносно нижньої грані панелі:

$$\begin{aligned} S &= b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) \cdot \frac{h}{2} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \frac{h_f}{2} = \\ &= 116 \cdot 3 \cdot \left(22 - \frac{3}{2} \right) + 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) \cdot \frac{22}{2} + 116 \cdot 3 \cdot \frac{3}{2} = 14080 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги зведеного перерізу:

$$y = \frac{S}{A_{red}} = \frac{14080}{1338,9} = 10,5 \text{ мм};$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно центра тяжіння:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{eff} (h_f)^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} - y_0 \right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - 2h_f)^3}{12} + b_w \cdot (h - 2 \cdot h_f) \cdot \left(y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + \\ &+ \frac{b_{eff} \cdot (h_f)^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left(y_0 - \frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{116 \cdot 3^3}{12} + 116 \cdot 3 \cdot \left(22 - \frac{3}{2} - 10,5 \right)^2 + \frac{36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3)^3}{12} + \\ &+ 36,5 \cdot (22 - 2 \cdot 3) \cdot \left(10,5 - \frac{22}{2} \right)^2 + \frac{116 \cdot 3^3}{12} + 116 \cdot 3 \cdot \left(10,5 - \frac{3}{2} \right)^2 = 76196,075 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Момент опору перерізу відносно нижньої грані елемента:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{76196,075}{10,5} = 7256,77 \text{ м}^3$$

Момент опору перерізу відносно верхньої грані елемента:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{76196,075}{22 - 10,5} = 6625,75 \text{ см}^3$$

Момент опору перерізу з урахуванням пластичних властивостей бетону:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 7256,77 = 10885,16 \text{ см}^3$$

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 6625,75 = 9938,625 \text{ см}^3$$

$\gamma = 1,5$ – коефіцієнт для двотаврового профілю, при $b_{eff}/b=116/36,5=3,18$

$$\text{Радіус ядра перерізу: } r = \frac{W'_{red}}{A_{red}} = \frac{6625,75}{1338,9} = 4,89 \text{ см}$$

3.6. Визначення втрат попереднього напруження арматури та зусиль попереднього обтискання

Призначаємо величину початкового напруження :

$\sigma_{p,max}$ із врахуванням слідуючого:

$$0,3f_{p0,1k} \leq \sigma_{p,max} \leq 0,8 f_{pk} \text{ (або } 0,9 f_{p0,1k} \text{)}$$

$$\sigma_{p,max} = 0,75f_{p0,1k} = 0,75 \cdot 575 = 431,25 \text{ МПа. Приймаємо значення } \sigma_{p,max} = 490 \text{ МПа.}$$

$$490 \text{ МПа} < 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа};$$

$$490 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа};$$

$$490 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 575 = 172,5 \text{ МПа};$$

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} = 490 \cdot 1007,22 = 493,54 \text{ кН.}$$

Миттєві (технологічні) втрати:

Втрати від релаксації напружень в арматурі визначаємо за формулою

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot A_p \cdot \sigma_{p,max} = 0,03 \cdot 1007,22 \cdot 490 = 14,81 \text{ кН.}$$

Втрати від температурного перепаду при виготовленні збірних конструкцій:

$\Delta P_{\Delta t} = 0$, так як при агрегатно-потоківій технології виріб при пропарюванні нагрівається разом з формою і упорами, тому температурний перепад між ними дорівнює нулю.

Втрати, від деформації сталюї форми при прийнятій технології натягу стержнів: $\Delta P_3 = 0$.

Втрати, викликані пружною (миттєвою) деформацією бетону при натягу на упори визначаємо за формулою:

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \left(1 + y_{p1}^2 \frac{A_{red}}{I_{red}} \right) P_{0,c} ;$$

$$\text{де } \rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{1007,22}{128000} = 7,87 \cdot 10^{-3}; \alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} = 5,85;$$

$P_{0,c}$ —зусилля попереднього напруження з врахуванням втрат, реалізованих на момент обтискування бетону.

$$P_{0,c} = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_t - \Delta P_{el} = 493,54 - 14,81 - 0,0 - 0,0 = 478,73 \text{ кН};$$

$$y_{p1} = y - c_p = 10,5 - 3,5 = 7,0 \text{ мм};$$

$$\Delta P_c = 5,85 \cdot 7,87 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 + 70^2 \frac{133890}{76196,075 \cdot 10^6} \right) \cdot 478,73 = 23,6 \text{ кН}.$$

Величина початкової сили напруження арматури $P_{т.0}$ на момент часу $t = t_0$, прикладеної до бетону одразу після натягу не повинна перевищувати величини:

$$P_{т.0} = \sigma_{pmo} \cdot A_p \leq 0,75 f_{pk} \cdot A_p \text{ або } 0,85 f_{p0,1k} \cdot A_p ,$$

$$\text{де } P_{т.0} = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} - \Delta P_{el} - \Delta P_c = 493,54 - 14,81 - 23,6 = 455,13 \text{ кН},$$

$$455,13 \text{ кН} < 0,75 \cdot 630 \cdot 1007,22 = 475911,45 \text{ Н} = 475,91 \text{ кН} -$$

умова виконується.

Залежні від часу втрати (експлуатаційні втрати):

Залежні від часу втрати попереднього напруження, викликані повзучістю і усадкою бетону, а також довготривалою релаксацією напружень в арматурі визначаємо за формулою:

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p ;$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} ,$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ — втрати попереднього напруження, викликані повзучістю, усадкою та релаксацією в момент часу t ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ – очікувані відносні деформації усадки бетону в момент часу $t > 100$ діб;

де ε_{cd} – деформація усадки при випаровуванні із бетону вологи, визначаємо за табл. 3.2. [2], без уточнення як $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0}$, $\varepsilon_{cd} = -4,60 \cdot 10^{-4}$ при відносній вологості цеху $RH = 50\%$ для бетону класу $C^{25}/_{30}$;

ε_{ca} – внутрішня частина усадки, яка розвивається в процесі твердіння бетону,

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty};$$

де $\varepsilon_{ca\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0$, $\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$;

$$\beta = 1 - e^{-0,2 \cdot 100^{0,5}} = 0,865;$$

$$\varepsilon_{ca\infty} = -2,5 \cdot (22 - 10) \cdot 10^{-6} = -3,0 \cdot 10^{-5}; \varepsilon_{ca} = 0,865 \cdot (-3,0 \cdot 10^{-5}) = -2,595 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = -4,60 \cdot 10^{-4} - 2,595 \cdot 10^{-5} = -4,86 \cdot 10^{-4};$$

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості бетону за період часу від t_0 до $t = 100$ діб, приймаємо згідно табл. 3.1 [2] при відносній вологості $RH = 50\%$ для бетону класу $C 25/30$ як $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2,5$;

σ_{cp} – напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від практично постійної комбінації навантажень і власної ваги (постійні, власна вага, тимчасові довготривалі);

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{\max} \cdot e_{op}}{I_c} = \frac{84,73 \cdot 10^6 \cdot 70}{761,96 \cdot 10^6} = 7,78 \text{ Н/мм}^2;$$

σ_{cp0} – початкові напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від дії зусилля попереднього обтискування з урахуванням миттєвих втрат;

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m.o}}{A_c} + \frac{P_{m.o} \cdot e_{op}^2}{I_c} = \frac{455,13 \cdot 10^3}{128000} + \frac{455,13 \cdot 10^3 \cdot 70^2}{761,96 \cdot 10^6} = 6,5 \text{ Н/мм}^2,$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютна зміна напружень в напруженій арматурі в розрахунковому перерізі, викликана релаксацією арматурної сталі. Визначаємо згідно табл. 3.1 та 3.2 в залежності від рівня напружень σ_p/f_{pk} , приймаючи $\sigma_p = \sigma_{pg0}$; σ_{pg0} –

напруження в арматурі, викликані натягом (з врахуванням миттєвих втрат в $t = t_0$) і від дії практичної комбінації навантажень;

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_{m,0}}{A_p} + \sigma_{cp} = \frac{455,13 \cdot 10^3}{1007,22} + 7,72 = 459,6 \text{ МПа};$$

Для першого релаксаційного класу арматури втрати початкового попереднього напруження складають 4,5 %; $\Delta\sigma_{pr} = 0,045 \cdot 490 = 22,05 \text{ МПа};$

A_{red} , I_{red} – відповідно площа і момент інерції розрахункового перерізу.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

так як $\alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0}) = 5,85 \cdot 2,5(-7,72 + 6,5) < 0$ – приймаємо $= 0$.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{4,89 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 22,05}{1 + 5,85 \frac{1007,22}{128000} \cdot \left(1 + \frac{128000}{761,96 \cdot 10^6} \cdot 70^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 95,6 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\Delta P_t(t) = 95,6 \cdot 1007,22 = 96290,2 \text{ Н} = 96,29 \text{ кН}.$$

Середнє значення зусилля попереднього обтискування $P_{m,t}$ в момент часу $t > t_0$ (з урахуванням всіх втрат) не повинно бути більшим, ніж встановленого нормами:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p$$

$$455,13 - 96,29 = 358,84 \text{ кН} < 0,65 \cdot 630 \cdot 1007,22 = 412,46 \text{ кН}. - \text{ умова виконується.}$$

$$P = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_c - \Delta P_e = 455,13 - 14,81 - 23,6 - 96,29 = 320,43 \text{ кН},$$

3.7. Перевірка тріщиностійкості розтягнутої зони.

Тріщини в перерізах нормальних до поздовжньої осі згинальних елементів відсутні, якщо задовольняється умова:

$$M_r \leq M_{w,ult} \quad M_r = M$$

Момент, що сприймається нормальним перерізом при утворенні тріщин:

$$M_{w,ult} = f_{ctk} \cdot W_{pl} + P \cdot (y_{p1} + r) = 1,8 \cdot 9938,625 \cdot 10^3 + 320,43 \cdot 10^3 \cdot (70 + 48,9) = 122,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{w,ult} = 102,1 \text{ кНм} \geq M_r = 84,73 \text{ кНм}$$

Отже, тріщини не утворюються.

3.8. Розрахунок прогинів плити перекриття.

Прогини залізобетонної попередньо напруженої конструкції, яка в стадії експлуатації не має тріщин в розтягнутій зоні визначають як для конструкції з однорідного матеріалу, за формулою:

$$f_{\max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot l_{\text{eff}}^2 = \alpha_k \cdot \left[\left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 \right] \cdot l_{\text{eff}}^2 ;$$

- кривизна від нетривалої дії тільки короткочасного навантаження без врахування сили попереднього обтиску Р.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_c} = \frac{2,4 \cdot 10^6 \cdot 1,9 \cdot 6,19^2 / 8}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 2,9 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

- кривизна від тривалої дії постійного і тривалого навантаження без врахування сили попереднього обтиску арматурою A_p .

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_2}{E_c \cdot I_c} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \cdot 1,9 \cdot 6,19^2 / 8}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 6,07 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

Ефективний модуль пружності бетону визначаємо з виразу:

$$E_c = E_{\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty)} = \frac{32500}{1 + 2,3} = 9,85 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

- кривизна обумовлена вигином, спричиненим усадкою та повзучістю бетону під впливом сили P_2

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_3}{E_c \cdot I_c} = \frac{381,38 \cdot 0,0694 \cdot 10^6}{9,85 \cdot 10^3 \cdot 761,96 \cdot 10^6} = 3,52 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

- повна кривизна осі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 = (6,07 + 2,9 - 3,52) \cdot 10^{-6} = 5,45 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

Максимальний прогин в середньому прогоні вільно опертої однопрогонової плити, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням визначається за формулою:

$$f_{\max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot l_{\text{eff}}^2 = \frac{5}{48} \cdot 5,45 \cdot 10^{-6} \cdot 6190^2 = 21,75 \text{ мм};$$

$$f_{\max} \leq f_u = \left(\frac{1}{250}\right) \cdot l_{\text{eff}} = \frac{1}{250} \cdot 6190 = 24,76 \text{ мм};$$

Максимальний прогин в середині прогону плити не перевищує допустимий.

3.9. Розрахунок ребристої плити покриття

Плита виготовляється з важкого бетону класу C15/20, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2}=0.9$ ($R_b=11,5 \times 0.9=10,35 \text{ МПа}$; $R_{bt}=0,9 \times 0.9=0,81 \text{ МПа}$; $R_{b,ser}=15,0 \times 0,9=13,5 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser}=1,40 \times 0,9=1,26 \text{ МПа}$; $E_b=27,0 \times 10^{-3} \text{ МПа}$).

Полка плити армується зварними рулонними сітками з арматурного дроту періодичного профілю, що вкладаються між поздовжніми ребрами по низу і над ними по верху полки. В нижніх сітках арматура в двох напрямках А400С (при $d=6...8 \text{ мм}$, $R_s=355 \text{ МПа}$, $R_{s,ser}=390 \text{ МПа}$, $E_s=2 \times 10^5 \text{ МПа}$). Арматура напружена поздовжніх ребер класу А800С ($R_s=680 \text{ МПа}$, $R_{s,ser}=785 \text{ МПа}$, $E_s=1.9 \times 10^5 \text{ МПа}$) і ненапружена поздовжніх і поперечних ребер зварні каркаси нижні стрижні яких класу А400 (при $d=6...8 \text{ мм}$, $R_s=355 \text{ МПа}$, $R_{s,ser}=390 \text{ МПа}$, $E_s=2 \times 10^5 \text{ МПа}$), а верхні і поперечні – класу Вр-І (при $d=4 \text{ мм}$, $R_s=365 \text{ МПа}$, $R_{sw}=265 \text{ МПа}$, $E_s=1.7 \times 10^5 \text{ МПа}$)

В плиті покриття допускається утворення тріщин, до неї пред'являється 3-я категорія вимог по тріщиностійкості. Попереднє напруження без врахування втрат приймаємо $\sigma_{sp}=400 \text{ МПа}$. Бетон піддається тепловій обробці. Обтиск бетону виконується при міцності $R_{bp}=52 \text{ МПа}$.

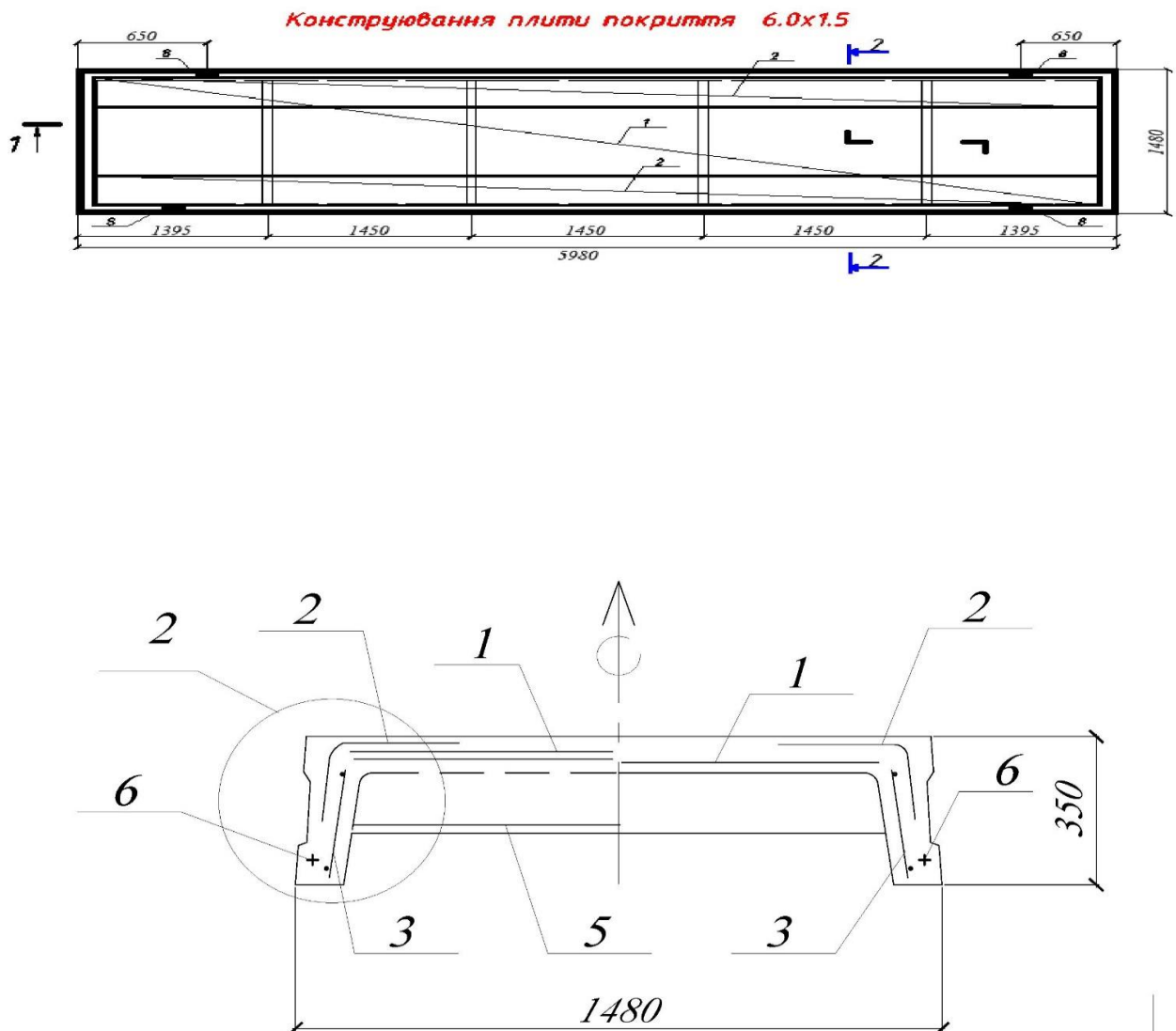


Рис.3.4. Конструювання плити покриття

3.9.1. Розрахунок верхньої полиці

При однопрогоновій розрахунковій схемі і відстанями між поздовжніми ребрами $b_f=1480\text{мм}$, нахилі їх площині $a_1=15\text{мм}$ і товщині зовнішніх $t'=130\text{мм}$, розрахунковий проліт полки $l_{01}=b_f'-a_1-2t'=1480-15\cdot 2-130\cdot 2=1190\text{мм}$.

З врахуванням $l_{01}/l_{02}=1097/1090=1\leq 1.2$ кожний проліт полки представляє собою квадратну плиту защемлену по контуру.

Розрахункове навантаження на 1 м^2 полки з врахуванням звису при товщині $h'f=50\text{ мм}$:

Постійне розрахункове навантаження від полки: $g_1 = h'f \times \rho \times g \times \gamma \times n \gamma f =$

$$0.05 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 0.95 \cdot 1.1 = 1.28 \text{ кН/м}^2,$$

$$\text{від підлоги } g_2 = 1 \cdot 0.95 \cdot 1.3 = 1.235 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{всього } g = g_1 + g_2 = 1.28 + 1.235 = 2.52 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Тимчасова } v = 3.6 \text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Повне розрахункове навантаження } g + v = 2.52 + 3.6 = 6.12 \text{ кН/м}^2$$

Ширина розрахункової полоси $b = 1\text{ м}$.

Згинальні моменти визначаємо з врахуванням перерозподілу зусиль

- для середніх ділянок:

$$M_1 = \frac{(g + v) \times l_{01}^2 (3l_{02} - l_{01})}{48(l_{01} + l_{02})} = \frac{6.12 \cdot 1.09^2 (3 \cdot 1.09 - 1.097)}{48(1.09 + 1.097)} = 0.15 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для крайніх ділянок:

$$M_1 = \frac{(g + v) \times l_{01}'^2 (3l_{02} - l_{01}')}{12(3l_{02} + 4l_{01}')} = \frac{6.12 \cdot 0.95^2 (3 \cdot 1.09 - 0.95)}{12(3 \cdot 1.09 + 4 \cdot 0.95)} = 0.151 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Оскільки середні і крайні ділянки верхньої полиці армують однаково то арматуру підбирають по більшому з двох моментів.

Полку розраховуємо як переріз прямокутної форми з одиничною арматурою

1. Робоча висота полки при арматурі діаметром 6 мм

$$h_0 = h_f - a = 50 - (10 + 6/2) = 37 \text{ мм}.$$

2. Характеристика стиснутої зони бетону

$$W = \alpha - 0.008 R_b = 0.85 - 0.008 \times 10.35 = 0.77, \text{ де } \alpha = 0.85 - \text{для важкого бетону.}$$

3. Коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0.9 \leq 1$.

4. Граничне напруження в арматурі стиснутої зони при $\gamma_{b2} \leq 1$

$$\sigma_{sc.u} = 500 \text{ МПа}.$$

5. Граничне значення висоти стиснутої зони

$$\xi_r = \frac{W}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{W}{1.1}\right)} = \frac{0.77}{1 + \frac{355}{500} \left(1 - \frac{0.77}{1.1}\right)} = 0.5, \text{ де } \sigma_{SR} = R_s = 355 \text{ МПа}$$

(арматура класу А400 при $d = 6\text{ мм}$).

$$6. \alpha_i = \frac{\dot{I}}{R_b b h_0^2} = \frac{0.151 \cdot 10^6}{10.35 \cdot 1380 \cdot 37^2} = 0.01$$

7. Відносна висота стиснутої зони $\xi = 0.01$

$$8. \xi = 0.01 < \xi_r = 0.5$$

9. Коефіцієнт $\zeta = 0.995$

10. Площа перерізу арматури:

$$As1 = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{0.151 \times 10^6}{355 \times 0.995 \times 38.5} = 11,55 \text{ мм}^2.$$

11.12. Коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{As1}{b h_0} = \frac{11,55}{1380 \times 37} = 0.0002 \leq \mu_{\text{доп}} = 0.0005$$

$$\text{тоді } As1 = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_{01} = 0.0005 \cdot 1380 \cdot 37 = 25,53 \text{ мм}^2$$

13. Приймаємо арматуру Ø6 А400С з кроком 200мм $As1 = 141,5 \text{ мм}^2 \geq 25,53 \text{ мм}^2$.

Для армування полки приймаємо зварну сітку

$$C1(C \frac{6A400 - 200}{6A400 - 200} 820 \times 5420)$$

Вздовж крайніх поздовжніх ребер вкладаються сітки С2 і заводяться в полку на довжину не менше 35d, тобто 35·6=210мм, але не менше розміру чарунки сітки (200мм). Приймаємо ширину сітки С2 кратну розміру чарунки, тобто 545мм.

$$C2(C \frac{6A400 - 175}{6A400 - 175} 545 \times 5420).$$

3.9.2. Розрахунок поперечних ребер

В плиті є проміжні поперечні ребра, опорами для яких є поздовжні ребра.

Розрахункова статична схема поперечних ребер – однопрогонова балка.

Визначаємо розрахунковий проліт, навантаження і зусилля:

Розрахунковий проліт між осями опор:

$$l_0 = 1380 - \frac{2 \times 80}{2} = 1220 \text{ мм};$$

Навантаження на поперечні ребра визначається з площі окресленої суміжними квадратами полки. Розрахункові навантаження на ребро складаються з

навантаження від власної ваги ребра і навантаження на плиту, зібраного з ширини 1м. Вага одного метра поперечного ребра з врахуванням $\gamma_n = 0,95$.

$$g_2 = \frac{0.1 + 0.05}{2} \cdot (0.2 - 0.05) \cdot 2.5 \cdot 1.1 \cdot 9.81 \cdot 0.95 = 0.288 \text{ кН/м}$$

Вага плити разом з підлогою $g_1 = 1,22 \cdot 2,613 = 3,19 \text{ кН/м}$

Корисне навантаження $\nu = 6,12 \cdot 1,22 = 7,47 \text{ кН/м}$;

Зусилля від постійного і корисного навантажень:

$$M = \frac{(q_1 + \nu) l_0^2}{12} + \frac{q_2 \cdot l_0^2}{8} = \frac{(3,19 + 7,47) 1,22^2}{12} + \frac{0,288 \cdot 1,22^2}{8} = 1,375 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{(q_1 + \nu) l_0}{4} + \frac{q_2 \cdot l_0}{2} = \frac{(3,19 + 7,47) 1,22}{4} + \frac{0,255 \cdot 1,22}{2} = 3,43 \text{ кН}$$

Розрахунок по міцності нормальних перерізів поперечного ребра.

Поперечне ребро $h=200\text{мм}$ працює в стиснутій зоні сумісно з ділянкою плити товщиною $h_f=50\text{мм}$. Так, як співвідношення $h_f/h=5/20=0,25>0,1$, то розрахункова ширина полки таврового перерізу (згідно п. 3.16. СНіП)

$$b'_f = \frac{1}{3} \cdot l_0 = \frac{1}{3} \cdot 1220 = 406 \text{ мм} \leq 1097 \text{ мм} ; \text{ (Розрахунок по блок-схемі 8 дод. 4(2)).}$$

1. Робоча висота ребра при арматурі $\varnothing 6\text{мм}$,

$$h_0 = h - a = 200 - \left(15 + \frac{6}{2} \right) = 182 \text{ мм.}$$

2. При бетоні класу C15/20 ($\gamma_{b2}=0.9 \leq 1$) і арматурі класу A400 з врахуванням розрахунку міцності плити:

$$\xi R = \frac{W}{1 + \frac{\delta_{sr}}{\delta_{sc.u}} \left(1 - \frac{W}{1.1} \right)} = \frac{0.77}{1 + \frac{355}{500} \left(1 - \frac{0.77}{1.1} \right)} = 0,63, \text{ де } \delta_{SR} = R_s = 355 \text{ МПа}$$

3. Умова:

$$M = 1,375 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = \text{виконується, тобто нейтральна вісь}$$

$$= 10,35 \cdot 406 \cdot 50 \cdot (182 - 0,5 \cdot 50) = 32,98 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$$

проходить в полиці і розрахунковий переріз – прямокутник шириною $b'_f = 406\text{мм}$.

(Розрахунок продовжуємо $b'_f = b$.)

4. Розраховуємо величину:

$$\alpha_i = \frac{\dot{l}}{R_b b h_0^2} = \frac{1,375 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 75 \cdot 182^2} = 0,05$$

5. Коефіцієнт $\zeta = 0.97$ при $\alpha_\delta = 0,05$

6. Умова $\xi = 0.06 < \xi_r = 0,63$ виконується

7. Площа перерізу арматури:

$$As1 = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{1,375 \times 10^6}{355 \times 0.97 \times 182} = 21,93 \text{ мм}^2.$$

9. Коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{As1}{b h_0} = \frac{21,93}{182 \times 75} = 0.0016 \geq \mu_{\delta \gamma} = 0.0005$$

10. Тоді $As1 = 21,93 \text{ мм}^2$

11. Приймаємо в нижній зоні ребра арматуру Ø6 A400, $As = 28,3 \text{ мм}^2 \geq 21,93 \text{ мм}^2$.

Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра по міцності

1. Розрахункова висота ребра $h_0 = 182 \text{ мм}$.

$$2. Q_b = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot b = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 182 \cdot 75 = 6,63 \text{ кН} \geq Q = 3,43 \text{ кН}$$

арматуру встановлюємо по конструктивним вимогам: Вр-I, Ø 3, S=200мм.

3.9.3. Розрахунок поздовжніх ребер

Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поздовжніх ребрах:

Розрахунковий проліт ребра по осям опор (при спиранні плити збоку ригеля)

$$l_0 = 5.88 - 2 \times 0.1 - 0.2 = 5.48 \text{ м}$$

Знаходимо максимальні M і Q для розрахунків на міцність:

$$M_{\max} = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{7,952 \times 5,48^2}{8} = 29,8 \text{ кНм}$$

$$Q_{\max} = \frac{q l_0}{2} = \frac{7,952 \times 5,48}{2} = 21,8 \text{ кН}$$

Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер на міцність.

Поперечний переріз плити приводимо до таврової форми, і в розрахунок вводимо ширину плити по верху, що враховує нерівномірний розподіл стискаючих напружень по ширині полиці: $b_f' = 1090 / 2 = 545 \text{ мм}$;

Подальший розрахунок ведемо

1. Робоча висота ребра $h_0 = h - a = 350 - (20 + 14/2) = 323 \text{ мм}$

2. Коефіцієнт $\omega = \alpha - 0.008R_b = 0.85 - 0.008 \times 10,30 = 0.77$

3. Напруження при електротермічному способі натягання

$$p = 30 + \frac{90}{5.72} = 45.7 \text{ МПа}$$

4. Коефіцієнт $\Delta\gamma_{sp} = 0.5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0.5 \cdot \frac{45.7}{400} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right) = 0.098$

($n_p=2$ -попередньо прийняте число стержнів напруженої арматури в двох поздовжніх ребрах).

5.6. Так як $\Delta\gamma_{sp} = 0.098 < 0.1$ менше допустимого значення в найгіршому випадку, та приймаємо $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

7. Втрати попереднього напруження від деформації анкерів, розташованих біля натяжних пристроїв.

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{3.35}{5880} \cdot 19 \cdot 10^4 = 108,2 \text{ МПа}$$

де $\Delta l = 1.25 + 0.15d = 1.25 + 0.15 \cdot 14 = 3.35 \text{ мм}$

8. Втрати попереднього напруження від деформацій сталюї форми $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$ (при відсутності даних про форму).

9. Попереднє напруження в напруженій арматурі до обтиску бетону при коефіцієнті точності натягу $\gamma_{sp} < 1$ із врахуванням втрат σ_3, σ_5

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} (1 - \Delta\gamma_{sp}) - \sigma_3 - \sigma_5 = 400 \cdot (1 - 0.1) - 108,2 - 30 = 221,8 \text{ МПа}$$

10.11. Напруження $\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp1}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{221,8}{680} - 1200 = -719,5 < 0$

Приймаємо $\Delta\sigma_{sp} = 0$.

12. Попереднє напруження в арматурі при невідомому значенні повних втрат для розрахунку напруження σ_{sr} приймаємо $\sigma_{sp} = 0.6 \cdot R_s = 0.6 \times 680 = 408 \text{ МПа}$

13. Напруження $\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 221,8 - 0 = 858,2 \text{ МПа}$

14.15. При коефіцієнті $\gamma_{b2} = 0.9$ напруження $\sigma_{sc.u} = 500 \text{ МПа}$

16. Гранична відносна висота стиснутої зони

$$\xi_e = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SCU}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.77}{1 + \frac{858}{500} \left(1 - \frac{0.77}{1.1}\right)} = 0.51$$

17. Умова

$$M = 29,8 \text{ кНм} < R_b \times b_f \times h_f (h_0 - 0.5h_f) = 10.35 \times 545 \times 50 (323 - 0.5 \times 50) = 84.1 \text{ кНм}$$

виконується, тобто нейтральна вісь знаходиться в полиці.

Далі розрахунок ведемо

$$7. \text{ Величина } \alpha_i = \frac{\dot{l}}{R_b b_f / h_0^2} = \frac{29,8 \times 10^6}{10,35 \times 545 \times 323^2} = 0.05$$

8. При $\alpha_m = 0.05 \rightarrow \xi = 0.05$

9. Умова $\xi = 0.030 \leq \xi_R = 0.51$ виконується

10. Враховується коефіцієнт умов роботи

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) = 1.15 - (1.15 - 1) \left(2 \times \frac{0.05}{0.51} - 1\right) = 1.2$$

де $\eta = 1.15$ для арматури класу А800 ($\eta = 1.15$)

11.12 Так як $\gamma_{s6} = 1.17 \geq \eta = 1.15$ тоді $\gamma_{s6} = 1.15$

12 При $\alpha_m = 0.05$ $\zeta = 0.975$

13 Потрібна площа перерізу поздовжньої поперечної напруженої арматури

$$A_{sp1} = \frac{M}{\zeta \gamma_{s6} R_s h_0} = \frac{29,8 \times 10^6}{0,975 \times 1,15 \times 680 \times 323} = 124,2 \text{ мм}^2$$

(роботу звичайної поздовжньої арматури не враховуємо).

14.15. Коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{A_{sp1}}{b h_0} = \frac{124,2}{210 \times 323} = 0.002 < \mu_{\min} = 0.005$$

де $b = 2(80 + 130)/2 = 210 \text{ мм}$ – розрахункова ширина перерізу.

$$16. A_{sp1} = \mu_{\min} b h_0 = 0.005 \times 210 \times 323 = 339.15 \text{ мм}^2$$

Приймаємо попередньо напружену арматуру поздовжніх ребер 2 Ø16 А800

$$A_{sp} = 402 \text{ мм}^2 > A_{sp1} = 339.65 \text{ мм}^2$$

(по одному стержню в кожному ребрі).

Ненапружену арматуру приймаємо 2 Ø6 А-I, $A_s = 57 \text{ мм}^2$.

Розрахунок по міцності похилих перерізів поздовжніх ребер.

Розрахунок виконуємо по блок-схемі 14.дод.4(2).

1.Робоча висота ребра $h_0 = 323\text{мм}$

2.Розподілене навантаження.

$$q_1 = g + V / 2 = (3.848 + 4.04) / 2 = 3,944\text{кН} / \text{м}$$

3.4.5. Так як

$$q_1 = 3,944\text{кН} / \text{м} < q_a = 0.16\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt} \cdot b = 0.16 \cdot 1.5 \cdot (1 + 0.19) \cdot 0,81 \cdot 210 = 48,58\text{кН} / \text{м}$$

то приймаємо довжину проекції $c = 2.5h_0 = 2.5 \times 323 = 807,5\text{мм}$

Тут коефіцієнт

$$\varphi_n = 0.1 \cdot \frac{P}{R_{bt}bh_0} = 0.1 \cdot \frac{108540}{0,81 \cdot 210 \cdot 323} = 0,19 < 0,5$$

Де зусилля обтиску P прийняте при орієнтовних значеннях сумарних втрат

$\delta_1 = 100\text{МПа}$ і коефіцієнт $\gamma_{sp} < 1$, тобто

$$P = \gamma_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_l)A_{sp} = (1 - 0.1)(400 - 100) \cdot 402 = 108540\text{Н}$$

6.7.8. Перевіряємо необхідність встановлення поперечної арматури по розрахунку

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot C = 21,8 - 3,944 \cdot 0.8075 = 18,61\text{кН} < Q_b = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 / C = 1.5(1 + 0.19) \cdot 0,81 \cdot 210 \cdot 323^2 / 867.5 = 36,51\text{кН}$$

тобто поперечна арматура встановлюється конструктивно.

В цьому випадку немає необхідності перевіряти міцність по похилій смуги.

Приймаємо поперечні стержні з дроту класу Вр-1 діаметром 4мм с кроком 200мм; по краям, та $S=400\text{мм}$, на довжині $L=5800\text{мм}$.

3.9.4. Геометричні характеристики поперечного перерізу плити.

Переріз панелі зводимо до еквівалентного таврового.

Розрахунок виконуємо по блок-схемі 22 дод.4.

1.Площа перерізу бетону

$$A = \sum_{i=1}^n A_i = b'_f \cdot h'_f + b(h - h'_f) = 1350 \cdot 50 + 2 \cdot 210(350 - 50) = 193500\text{мм}^2$$

3.Геометричні характеристики зведеного перерізу панелі спрощено визначаємо без врахування поздовжньої арматури.

5. Площа зведеного перерізу панелі $A_{red} = A = 193500 \text{ мм}^2$

6' Статичний момент зведеного перерізу відносно нижньої грані панелі

$$S_{red.00} = b_f h_f \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + (b(h - h_f) \frac{h - h_f}{2}) \cdot 2 =$$
$$= 1350 \cdot 50 \left(350 - \frac{50}{2} \right) + (210(350 - 50) \times \frac{350 - 50}{2}) \cdot 2 = 4083,7 \cdot 10^4 \text{ мм}^3$$

7' Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої грані плити:

$$y_0 = \frac{S_{red.00}}{A_{red}} = \frac{4083,7 \cdot 10^4}{193500} = 211 \text{ мм.}$$

8' Момент інерції зведеного перерізу відносно його центра ваги:

$$I_{red} = \frac{b_f (h_f)^3}{12} + b_f h_f \left(h - y_0 - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \left(\frac{b(h - h_f)^3}{12} + b(h - h_f) \left(y_0 - \frac{h - h_f}{2} \right)^2 \right) \cdot 2 =$$
$$\frac{1350 \cdot 50^3}{12} + 1350 \cdot 50 \cdot \left(350 - 211 - \frac{50}{2} \right)^2 + \left(\frac{210(350 - 50)^3}{12} + 210(350 - 50) \times \right.$$
$$\left. \times \left(211 - \frac{350 - 50}{2} \right)^2 \right) \cdot 2 = 2305,1 \times 10^6 \text{ мм}^4$$

9. Момент опору зведеного перерізу: $W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{2305,1 \cdot 10^6}{211} = 10925 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$

10. Момент опору зведеного перерізу для крайнього нижнього волокна з врахуванням непружних деформацій бетону спрощена визначаємо у відповідності Зп 1.3 [3]

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 10925 \cdot 10^3 = 19118,7 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

де $\gamma = 1,75$ - коеф. з таблиці VI. 1 [3] .

11. Момент опору зведеного перерізу для крайнього верхнього волокна:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{2305,1 \cdot 10^6}{350 - 211} = 16583,4 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

12. Момент опору зведеного перерізу для крайнього верхнього волокна з врахуванням непружних деформацій бетону і полкою в розтягнутій зоні

$$W'_{pl} = \gamma' \cdot W'_{red} = 1,75 \cdot 16583,4 \cdot 10^3 = 29020,9 \cdot 10^3 \text{ мм}^3 .$$

3.9.5. Визначення втрат попереднього напруження арматури.

Перевіряємо прийняте значення попереднього напруження σ_{sp} при коефіцієнті $\nu_{sp} = 1$ в межах, що рекомендуються:

$$\sigma_{sp} + P = 400 + 45.7 = 445.7 \leq R_{s.ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - P = 400 - 45.7 = 354.3 \leq 0.3 \cdot R_{s.ser} = 0.3 \cdot 785 = 236 \text{ МПа}.$$

Напруження σ_{sp} знаходиться в допустимих межах.

Визначимо втрати попереднього напруження в арматурі по блок-схемі 1 дод.4.

Перші втрати $\sigma_{\ell 1}$:

від релаксації напруження арматури:

$$\sigma_1 = 0.03 \cdot \sigma_{sp} = 0.03 \cdot 400 = 12 \text{ МПа}$$

від температурного перепаду $\Delta t = 65^\circ\text{C}$ при виготовленні панелі (температурний перепад відсутній, так як нагрівання арматури і форми відбувається одночасно):

$$\sigma_2 = 0$$

від деформації анкерів при електротермічному методі:

$$\sigma_3 = 0$$

від тертя арматури об стінку каналів, обгинні пристрої:

$$\sigma_4 = 0$$

$$\sigma_5 = 0$$

від деформації форм при електротермічному методі виготовлення:

Виконаємо попередні обчислення для визначення втрат від швидконабігаючої повзучості;

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням втрат $\sigma_1 - \sigma_5$:

Ексцентриситет прикладання зусилля P відносно центра ваги зведеного перерізу:

Стискує напруження в бетоні на рівні центра ваги арматури при

$$e_{op} = y_{sp} = y_0 - a_p = 211 - \left(25 + \frac{16}{2} \right) = 17.8 \text{ см}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{lop} \cdot y_{sp}}{I_{red}} = \frac{156000}{193500} + \frac{156000 \cdot 185.5 \cdot (350 - 178)}{2305,1 \cdot 10^6} = 4.3 \text{ МПа}$$

$$P = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5) = 402 \cdot (400 - 12) = 156 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

$$y_{sp} = e_{op} :$$

Те саме, для верхнього волокна:

$$\sigma'_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{lop} \cdot y_{sp}}{I_{red}} = \frac{156000}{193500} - \frac{156000 \cdot 185,5 \cdot (350 - 178)}{2305,1 \cdot 10^6} = -0,77 \text{ МПа} \leq 0 \quad \text{розтяг}$$

Оскільки:

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 4.3 / 32 = 0,13 \leq \alpha = 0.25 + 0.025 \cdot R_{bp} = 0.25 + 0.025 \cdot 32 = 1,05 \geq 0,8.$$

втрати від швидконабігаючої повзучості:

$$\sigma_6 = 34 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 34 \cdot \frac{4,3}{32} = 4,5 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_6 = 0 \text{ і } \sigma'_{sp} < 0$$

При визначенні σ_{bp} і σ'_{bp} напруженнями, що виникають від ваги панелі нехтуємо, так як вони невідомі і зменшують втрати. Отже, перші втрати:

$$\sigma_{l1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 12 + 4,5 = 19.3 \text{ МПа}$$

Другі втрати σ_{l2} від усадки важкого бетону класу С15/20, що піддається тепловий обробці при атмосферному тиску $\sigma_8 = \sigma'_8 = 35 \text{ МПа}$

Уточнюємо стискуючі напруження, враховуючи момент від власної маси панелі M_g , зусилля попереднього обтиску P_1 і втрати σ_{l1} при $\gamma_{sp} = 1$:

$$M_g = \frac{g_m \cdot l_0^2}{8} = \frac{2.613 \cdot 5.48^2}{8} = 9.81 \text{ кНм}$$

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{l1}) - \sigma_6 A_s = 402(400 - 19.3) - 4.6 \cdot 570 = 1526.25 \cdot 10^2 H;$$

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p} \cdot y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g \cdot y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1526.25 \cdot 10^2}{193500} + \frac{1526.25 \cdot 10^2 \cdot 185.5^2}{2305.1 \cdot 10^6} - \frac{98.1 \cdot 10^5 \cdot 185.5}{2305.1 \cdot 10^6} = 2.28 MPa;$$

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 \cdot e_{0p} (h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g (h - y_0)}{I_{red}} = \frac{1526.25 \cdot 10^2}{193500} - \frac{1526.25 \cdot 10^2 (350 - 218.5) 185.5}{2305.1 \cdot 10^6} + \frac{103.8 \cdot 10^5 (350 - 218.5)}{2305.1 \cdot 10^6} = 0.43 MPa.$$

від повзучості бетону при відношенні при:

$$\sigma_{bp1} / R_{bp} = 2.28 / 32 = 0.2 \leq 0.75.$$

$$\sigma_9 = 128 \cdot \frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = 128 \cdot \frac{2.28}{32} = 9.12 MPa$$

$$\sigma'_9 = 128 \cdot \frac{\sigma'_{bp1}}{R_{bp}} = 128 \cdot \frac{0.43}{32} = 1.72 MPa$$

другі втрати:

$$\sigma_{\ell 2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 9.12 = 44.12 MPa$$

$$\sigma_{\ell} = \sigma_{\ell 1} + \sigma_{\ell 2} = 16.5 + 44.12 = 60.62 MPa < 100 MPa$$

Усі втрати: Так як по розрахунку $\sigma_{\ell} < 100 MPa$, в подальшому приймаємо $\sigma_{\ell} = 100 MPa$.

3.9.6. Розрахунок на утворення тріщин на стадії виготовлення.

Попереднє напруження з врахуванням перших втрат:

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{\ell} = 400 - 16.5 = 383.5 MPa.$$

Напруження $\sigma_s = \sigma_6 = 7.3 MPa;$
 $\sigma'_s = \sigma'_6 = 0$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} - \sigma_s A_s = 383.5 \cdot 402 - 7.3 \cdot 57 = 1527 \cdot 10^3 H.$$

ексцентриситет зусилля P_1 :

$$e_{0p1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \frac{383,5 \cdot 402 \cdot 178 - 7,3 \cdot 57 \cdot 202,5}{1527 \cdot 10^3} = 185,5 \text{ мм}$$

де $y_s = y_a - a_s = 218,5 - 24 = 202,5 \text{ мм}$ - відстань від центра ваги арматури A_s до центра ваги приведенного перерізу.

Максимальне напруження в стислому бетоні від зовнішнього

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p1} \cdot y_{sp}}{I_{red}} + \frac{M_g \cdot y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1527 \cdot 10^2}{193500} + \frac{152,7 \cdot 10^2 \cdot 178 \cdot 178}{2305,1 \cdot 10^6} + \frac{9,81 \cdot 10^3 \cdot 178}{2305,1 \cdot 10^6} = 6,0 \text{ МПа};$$

$$M_g = \frac{g_{ln} k_d l^2}{2} = \frac{2,6 \cdot 1,4 \cdot 1,02^2}{2} = 1,9 \text{ кНм} = 193 \cdot 10^4 \text{ Нмм.}$$

навантаження (власної ваги і зусиль попереднього напруження).

Де M_g – згинальний момент від ваги власної маси плити перекриття в місці розташування монтажних петель на відстані $l=0,65 \text{ м}$ від торця плити з урахуванням коефіцієнта динамічності $k_d = 1,4$.

Напруження $\sigma_b = 6,0 \text{ МПа} < k \cdot R_{bp} = 0,75 \cdot 32 = 24 \text{ МПа}$.

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до нижньої ядрової точки

$$r = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}}$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{bp,ser} = 1,6 - 6,0 / 13,5 = 1,2 > 1$$

приймаємо $\varphi = 1$

$$r = 1 \cdot \frac{29020,9 \cdot 10^3}{193500} = 150 \text{ мм}$$

Момент обтиску відносно нижньої межі ядра перерізу

$$M_r = M_g = 193 \cdot 10^4 \leq M_{cr} = R_{bt,psr} \cdot W_{pl} - M_{rp} = 1,4 \cdot 19118,7 \cdot 10^3 - 1446 \cdot 10^4 = 962,95 \cdot 10^4 \text{ Нмм}$$

умова виконується, тому тріщини в верхній зоні по всій довжині панелі на стадії виготовлення не утворюються.

3.9.7. Перевірка тріщиностійкості зон, які будуть розтягнуті експлуатаційним навантаженням.

$$M_z = M = 5330 \cdot 10^4 \text{ Нмм при } \gamma_f = 1$$

попереднє напруження з врахуванням сумарних втрат:

$$\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,9(400 - 100) = 270 \text{ МПа}$$

$$\text{де } \gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0.1 = 0.9$$

напруження σ_{sp2} не визначаємо, так як відсутня арматура A'_{sp}

напруження в нижній поздовжній ненапруженій арматурі A_s викликане усадкою і повзучістю бетону:

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 7.3 + 35 + 26.6 = 68.9 \text{ МПа.}$$

теж у верхній арматурі:

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 0 + 35 + 0 = 35 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням сумарних втрат:

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 270 \cdot 402 - 68.9 \cdot 57 - 35 \cdot 57 = 1031 \cdot 10^2 \text{ Н}$$

ексцентриситет

зусилля:

$$e_{0p2} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P_2} = \frac{270 \cdot 402 \cdot 185.5 - 68.9 \cdot 57 \cdot 202.5 + 35 \cdot 57 \cdot 116.5}{1031 \cdot 10^2} = 193.1 \text{ мм;}$$

$$y'_s = h - y_0 - a'_s = 350 - 218.5 - 15 = 116.5 \text{ мм}$$

напруження у верхньому волокні:

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{0p2} (h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M (h - y_0)}{I_{red}} = \frac{1031 \cdot 10^2}{193500} - \frac{1031 \cdot 10^2 \cdot 193.1 (350 - 178)}{2305.1 \cdot 10^6} + \frac{5330 \cdot 10^4 (350 - 178)}{2305.1 \cdot 10^6} = 4.55 \text{ МПа}$$

тобто стиск

$$\varphi = 1.6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1.6 - \frac{4.55}{13.5} = 1.26 > 1 \text{ приймаємо } \varphi = 1$$

відстань від центра ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки:

$$r' = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{10925 \cdot 10^3}{193500} = 56.45 \text{ мм.}$$

Момент обтиску відносно верхньої межі перерізу:

$$M_{rp} = P_2 (e_{0p2} + r') = 1031 \cdot 10^2 (193.1 + 90.8) = 3131 \cdot 10^4 \text{ Нмм}$$

перевіряємо умову тріщиноутворення:

$$M_r = M = 5339 \cdot 10^4 \text{ Нмм} < M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 1.4 \cdot 19118.7 \cdot 10^3 + 3131 \cdot 10^4 = 5807 \cdot 10^4 \text{ Нмм}$$

отже тріщини не утворюватимуться.

3.9.8. Визначення компонентів повної кривизни осі на ділянках згинальних елементів без тріщин в розтягнутій зоні.

$$\text{коефіцієнт } \mu = (A_s + A_{sp}) / A_b = (57 + 402) / 111500 = 0.0042$$

$$\text{коефіцієнт } \varphi_i = 1 / e^{40\mu} = 1 / e^{40 \cdot 0.0042} = 0.84$$

кривизна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_1}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{1310 \cdot 10^4}{0.85 \cdot 27,0 \cdot 10^{-3} \cdot 2305,1 \cdot 10^6} = 3.61 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_2 \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{4500 \cdot 10^4 \cdot 2.2}{0.85 \cdot 27,0 \cdot 10^{-3} \cdot 2305,1 \cdot 10^6} = 2.7 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_{01} e_{0p1}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} (1 + \varphi_s (\varphi_{b2} - 1)) = \frac{1527 \cdot 10^2 \cdot 185.5}{0.85 \cdot 27,0 \cdot 10^3 \cdot 2305,1 \cdot 10^6} (1 + 0.84(2.2 - 1)) = 1.5 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

кривизна:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 = 3.61 \cdot 10^{-7} + 2.7 \cdot 10^{-6} - 1.5 \cdot 10^{-6} = 1.57 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогин визначаємо за формулою:

$$f_{tot} = S \frac{1}{r} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 1.57 \cdot 10^{-6} \cdot 5880^2 = 5.1 \text{ мм}$$

$$f_{tot} = 5.1 \text{ мм} < \frac{5880}{200} = 28.21 \text{ мм}$$

Прогин допустимий, отже розрахунок зроблено вірно.

РОЗДІЛ 4. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Вихідні дані:

Вид будівлі: багатоповерховий житловий будинок.

Будівництво відбувається у м. Київ. План споруди 19,0х35,4 м.

При проектуванні застосовуємо монолітні фундаменти неглибокого закладання.

Стіни товщиною: зовнішні – 510 мм; внутрішні – 510; 380; 120 мм.

4.1. Визначення навантаження

Таблиця 4.1

Навантаження на 1 м² круглопустотної залізобетонної плити перекриття

Навантаження Характеристичне навантаження кН/м² Коефіцієнт
надійності за навантаженням γ_{fn} Коефіцієнт надійності за призначенням γ_n
Граничне навантаження кН/м²

1. Постійне

Плиткова підлога товщиною

$t = 70$ мм

1,4 1,3 1,05 1,911

Залізобетонна плита товщиною $t = 220$ мм

$\rho = 2.5$ кг/м³

$2,5 \cdot 0,22 \cdot 9,8 =$

5,39 кН/м² 5,39 1,1 1,05 6,23

2. Тимчасове

(змінне) 8,0 1,2 1,05 10,08

Сумарна $g+v=18,22$

Розрахункове навантаження на 1 м довжини плити:

$q = g + v = 18,22$ кН/м²

$q = 18,22 \text{ кН/м}^2 \cdot 1 \text{ м} = 18,22$ кН/м²

Розрахункове навантаження від плити по осі «Г» (внутрішня стіна)

$Q = q \cdot 4/2 + q \cdot 3/2 = 18,22 \cdot 2/2 + 18,22 \cdot 3/2 = 45,55$ кН/м²

Розрахункове снігове навантаження :

$S = s_0 \cdot 4/2 + s_0 \cdot 3/2 = 1,55 \cdot 4/2 + 1,55 \cdot 3/2 = 5,43$ кН/м²

де s_0 – нормативне значення ваги снігового покриву, $s_0 = 1,55$ кН/м² згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», для м. Київ, в якому передбачається будівництво.

Розрахункове навантаження від цегляної стіни по осі «Г» :

$F = g \cdot t \cdot h \cdot \rho = 9,81 \cdot 0,38 \cdot 36,0 \cdot 1,4 = 187,88$ кН/м²

Розраховуємо навантаження від будівлі :

$N = Q \cdot 11 + S + F = 45,55 \cdot 11 + 5,43 + 187,88 = 694,05$ кН/м² (внутрішня стіна).

Розрахункове навантаження від плити по осі «1» (зовнішня стіна)

$$Q=q \cdot 6,4/2=18,22 \cdot 6,4/2=58,304 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове снігове навантаження :

$$S = s_0 \cdot 6,4/2=1,55 \cdot 6,4/2=4,96 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове навантаження від цегляної стіни по осі «1» :

$$F=g \cdot t \cdot h \cdot p = 9,81 \cdot 0,51 \cdot 36,0 \cdot 1,4=252,15 \text{ кН/м}^2$$

Розраховуємо навантаження від будівлі :

$$N = Q \cdot 11+S+F=58,304 \cdot 11+4,96+252,15=898,454 \text{ кН/м}^2 \text{ (зовнішня стіна).}$$

Розрахункове навантаження від плити по осі «3» (внутрішня стіна)

$$Q=q \cdot 4/2+q \cdot 3/2=18,22 \cdot 6,4/2+18,22 \cdot 6,4/2=116,964 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове снігове навантаження :

$$S = s_0 \cdot 4/2+s_0 \cdot 3/2=1,55 \cdot 4/2+1,55 \cdot 3/2=5,43 \text{ кН/м}^2$$

де s_0 – нормативне значення ваги снігового покриву, $s_0=1,55 \text{ кН/м}^2$ згідно ДБН В.1.2- 2:2006 «Навантаження і впливи», для м. Київ, в якому передбачається будівництво.

Розрахункове навантаження від цегляної стіни по осі «3» :

$$F=g \cdot t \cdot h \cdot p = 9,81 \cdot 0,51 \cdot 36,0 \cdot 1,4=252,15 \text{ кН/м}^2$$

Розраховуємо навантаження від будівлі :

$$N = Q \cdot 11+S+F=116,964 \cdot 11+5,43+252,15 =1544,184 \text{ кН/м}^2 \text{ (внутрішня стіна).}$$

Розрахункове навантаження від плити по осі «Ж» (зовнішня самонесуча стіна)

$$Q=0 \text{ кН}$$

Розрахункове снігове навантаження :

$$S = s_0 \cdot 6,4/2=1,55 \cdot 6,4/2=4,96 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове навантаження від цегляної стіни по осі «1» :

$$F=g \cdot t \cdot h \cdot p = 9,81 \cdot 0,51 \cdot 36,0 \cdot 1,4=252,15 \text{ кН/м}^2$$

Розраховуємо навантаження від будівлі :

$$N = Q \cdot 11+S+F=0 \cdot 11+4,96+252,15=257,1 \text{ кН/м}^2 \text{ (зовнішня самонесуча стіна).}$$

4.2. Фізико-географічні умови ділянки

В геоморфологічному відношенні район відповідає пластово-аккумулятивній рівнині, сформованій на розмитій поверхні палеоген-крейдових відкладів. За геоморфологічною будовою майданчик вишукувань розташований на

лівобережній заплаві р. Дніпро та Десенка, що наливом засобами гідромеханізації піднята до рівнів плейстоценової надзаплавної тераси.

Сучасний рельєф території спокійний, рівнинний. Абсолютні відмітки поверхні землі по майданчику в межах території дослідження становлять 97.90...98.10 м. Керуючись даними проведених вишукувальних робіт, встановлено, що поверхня землі до намиву відповідала абсолютним позначкам 93.0...94.0 м.

В гідрографічному відношенні ділянка вишукувань відноситься до басейну р. Дніпро і знаходиться на відстані 55...65 м від берегової лінії затоки Десенка. Перепад денної поверхні майданчика обстеження в напрямку до базису ерозії складає 6.3 м. Вплив небезпечних гідрологічних явищ і процесів на територію об'єкту залежить від роботи регулюючих споруд Київського водосховища. Клімат району помірно-континентальний (кліматичний район І – північно-західний). Середньорічна температура повітря складає плюс 8°C. Середня місячна температура січня – мінус 4.7°C, липня – плюс 19.8°C. Тривалість періоду із середньою добовою температурою повітря рівною або менше плюс 8°C дорівнює 176 діб. Тривалість періоду із середньою добовою температурою повітря рівною або менше 0°C дорівнює 114 діб. Абсолютна мінімальна температура зовнішнього повітря становить мінус 32°C, абсолютна максимальна – плюс 39° С. Середня температура повітря складає: найбільш холодної доби мінус 26°C; найбільш холодної п'ятиденки мінус 22°C; найбільш холодного періоду мінус 10° С. Загальна середня кількість опадів на рік складає 642 мм. Переважають вітри західного напрямку: в холодний період (січень) – північно-західного та західного напрямку з середньою швидкістю 2.8-3.2 м/с і кількості штилів 4.2%; в теплий (липень) – західного та північного напрямку з середньою швидкістю 2.1-2.4 м/с, штилів 9.2%. Середня місячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця дорівнює 83%; найбільш спекотного місяця – 68%. Сніговий покрив зберігається протягом 84 днів, його висота сягає 14...25 см. Середня глибина промерзання складає 1.1 м і може бути прийнята за нормативну.

4.3. Геотехнічні властивості ґрунтів основи

3.1 Поділ товщі на інженерно-геологічні елементи.

За результатами польових та лабораторних робіт, виконаних у квітні-травні 2019 р. на ділянці вишукувань, виділені наступні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ-1 – техногенні відклади, в складі яких додатково виділені:

ІГЕ-1п – насипний шар: асфальтобетон потужністю 0.5...0.6 м.

ІГЕ-1з – насипний шар, пісок кварцовий, середньої крупності, однорідний, середньої щільності, потужністю до 1.2 м;

ІГЕ-1н – намітний шар: пісок середньої крупності, однорідний, середньої щільності, малого ступеню водонасичення, 2.7...3.3 м;

ІГЕ-2 супісок тугопластичний, потужністю 0.4...1.0 м;

ІГЕ-3 – пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеня водонасичення, загальною потужністю до 3.0...3.5 м;

ІГЕ-3а – супісок пластичний, потужністю 0.3...0.8 м;

ІГЕ-3б – супісок текучий, потужністю 0.6-0.8 м

ІГЕ-3в – пісок дрібний, середньої щільності, середнього ступеня водонасичення, потужністю 0.3-0.5 м

ІГЕ-4 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, потужністю 3.2...4.5 м.

4.4. Гідрогеологічні умови

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю потужного водоносного горизонту, що приурочений алювіальних відкладів (аРШ) і має потужність більше 25 м. Водовміщуючими ґрунтами виступають алювіальні відклади заплави.

Підземні води на ділянці вишукувань зустрінуті всіма свердловинами. Усталений рівень ґрунтових вод (на момент вишукувань) зафіксований на глибині 6.3 м від денної поверхні відповідає рівню вільної поверхні води в затоці Десенка – абсолютна позначка 91.70 м. Підземні води гідравлічно зв'язані з водами р. Десенка. Водоносний горизонт безнапірний.

Живлення водоносного горизонту відбувається в основному за рахунок гідравлічного зв'язку з водами долини р. Десна та р. Дніпро, значно меншою

мірою – за рахунок інфільтрації атмосферних опадів чи техногенних втрат з водонесучих мереж. Область живлення ґрунтових вод співпадає з об-ластю розповсюдження водоносного горизонту.

Сезонні коливання ґрунтових вод протягом року складають 1.0...1.5 м, протягом доби – 0.05...0.20 м. Вони залежать в основному від коливань рі-чок Дніпро та Десна, роботи Київської гідротехнічної споруди (Київської ГЕС), значно меншою мірою – за рахунок кількості атмосферних опадів та техногенних втрат з водонесучих мереж. При інтенсивних опадах, різкому таненні великої кількості снігу, при катастрофічному паводку рівні коливань можуть бути більшими від вказаних. Територія вишукувань відноситься до підтоп-леної (ДБН В.2.1-10-2009), тут існує можливість утворення верховодки на покрівлі шару гумусованих супісків. Живлення верховодки може відбувати-ся за рахунок просочування атмосферних опадів через газони чи конструкцію мощення, техногенних втрат з водонесучих мереж чи дощової каналізації.

Поверхневий стік атмосферних опадів по майданчику організований місцевою системою дощової каналізації.

4.5. Сучасні геологічні та інженерно-геологічні процеси й явища

Інженерно-геологічні процеси та явища (зсуви, суфозія, утворення карстів, підробка території, набухання та ін.) на території майданчика вишукувань не розвиваються. Поверхневі ерозійні процеси не спостерігаються.

Серед сучасних несприятливих інженерно-геологічних явищ спостерігаються:

- а) підтоплення навколишньої території, що носить сезонний характер;
- б) консолідація шару супісків, що підстеляє намівні піски;
- в) незначний динамічний вплив на ґрунти від руху автомобільного транспорту .

Поверхня майданчика спланована насипними ґрунтами, що з поверхні додатково покриті шаром асфальтобетону або трав'яним покриттям газонів. Для забезпечення незатоплюваності території навколо будівлі торговельного центру влаштоване обвалування у вигляді захисної дамби, що одночасно ви-конує роль

автомобільної асфальтованої під'їзної дороги. Схили дамби, що складені місцевими пісками, закріплені геотехнічною металевою сіткою з ча-рункою близько 2×2 см. Борти дамби закріплені додатковими набірними бетонними блоками. Абсолютні позначки такої дамби (по верху асфальтового покриття) змінюються в межах 97.0...99.5 м.

Інтенсивність сейсмічних дій району вишукувань прийнята на основі карт ЗСР-2004 (п. 5.1.1, табл. 5.1 ДБН В.1.1-12:2014) для м. Києва.

За табл. 5.1 цих норм категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями: намівні піски – II (друга), алювіальні піски та супіски – III (третя).

Для класу наслідків (відповідальності) будівель – СС2 (середні наслідки) за картою норм ЗСР-2004-В при 5%-й ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 1000 років – нормативна сейсмічність району вишукувань складає 5 балів.

Для класу наслідків (відповідальності) будівель – СС3 (значні наслідки) за картою норм ЗСР-2004-С при 1%-й ймовірності перевищення нормативної сейсмічної інтенсивності протягом 50 років і середнім періодам повторюваності таких інтенсивностей один раз на 5000 років – нормативна сейсмічність району вишукувань складає 6 балів.

4.7. Розрахунок пальового фундаменту.

4.7.1. Визначення несучої здатності палі по ґрунту

Вихідні дані. Встановлення довжини палі для зовнішніх та внутрішніх стін.

Запроектувати варіант пальового фундаменту з буронабивних паль. Нормативні та розрахункові показники фізико-механічних характеристик окремих ІґЕ приведені в зведеній таблиці 3. Ґрунтові води знаходяться на глибині 6,3 м від поверхні майданчику. Оскільки на майданчику ІґЕ – 1 є слабким шаром, необхідно позначити глибину з повною виїмкою цього ґрунту, щоб забезпечити нормальне бетонування ростверку в період будівництва та

добру якість підготовки під підлогу, мощення та їх нормальну експлуатацію в подальшому.

Необхідно запроектувати пальовий фундамент під стіну із вдавлювальних паль з навантаженням:

- зовнішня стіна $N=898,454$ кН;
- зовнішня стіна $N=251,7$ кН;
- внутрішня стіна $N=694,04$ кН.
- внутрішня стіна $N=1594,194$ кН.
- Визначаємо глибину закладання підшви ростверку.

Згідно з кліматичними умовами $dp=0,15+0,4=0,55$ м.

Згідно з конструктивними вимогами: позначка верхнього обрізу ростверку приймається – $0,12$ м.

За конструктивними вимогами приймаємо глибину закладання ростверку на $3,1$ м, так як запроектовано підвал- $2,3$ м.

$$\begin{aligned} F_d &= \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i \cdot \gamma_{cfi}) = \\ &= 1,0 \cdot (1,0 \cdot 1622,199 \cdot 0,528 + 2,575 \cdot (3,0 \cdot 50,5 \cdot 0,8 + 0,5 \cdot 53 \cdot 0,8 + 1,0 \cdot 56 \\ &\quad \cdot 0,8 + 0,3 \cdot 31 \cdot 0,8 + 0,6 \cdot 58 \cdot 0,8 + 0,3 \cdot 43 \cdot 0,8 + 2 \cdot 62 \cdot 0,8 \\ &= 1711,42 \text{ кН} \end{aligned}$$

Визначення розрахункового опіру:

$$R=0,75 \cdot 0,26(29,5 \cdot 5,99 \cdot 0,82 + 54,75 \cdot 0,68 \cdot 19,4 \cdot 11,1) = 1622,199 \text{ кПа}$$

4.7.2. Визначення розрахункового допустимого навантаження на палю.

Визначення розрахункового допустиме розрахункове навантаження на палю. з врахуванням коефіцієнта по навантаженню складає:

$$N_p = F_d = 1711,42 \text{ кН}$$

4.7.3. Розрахунок пальових фундаментів.

1. Навантаження, що діють на пальовий фундамент.

Пальовий фундамент розраховуєм за 1-м граничним станом, тому навантаження (N_I) при середньому коефіцієнті надійності $\gamma_f=1,2$.

- зовнішня стіна(1) $N=898,454 \cdot 1,2=1078,1488$ кН;

- зовнішня стіна(2) $N=251,7 \cdot 1,2=308,52$ кН;
- внутрішня стіна(1) $N=694,04 \cdot 1,2=832,848$ кН.
- внутрішня стіна(2) $N=1544,194 \cdot 1,2=1853,0328$ кН.

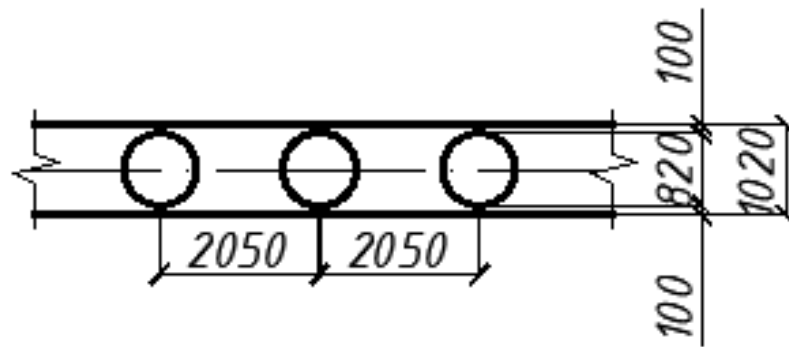
2. Встановлення мінімальної відстані між палями (L_{\min}):

L_{\min} між осями у буронабивних паль складає: $1+d=1+0,82=1,82$.

3. Визначення необхідної відстані між палями та порівнянням її з мінімальною:

По осі 1 (зовнішня стіна):

$$L_{3c}(1) = \frac{N}{N_{3c}} = \frac{1711,42}{1078,454} = 2,05\text{м} > 1,82\text{м}, \text{ отже приймаємо } 2,05\text{м}.$$

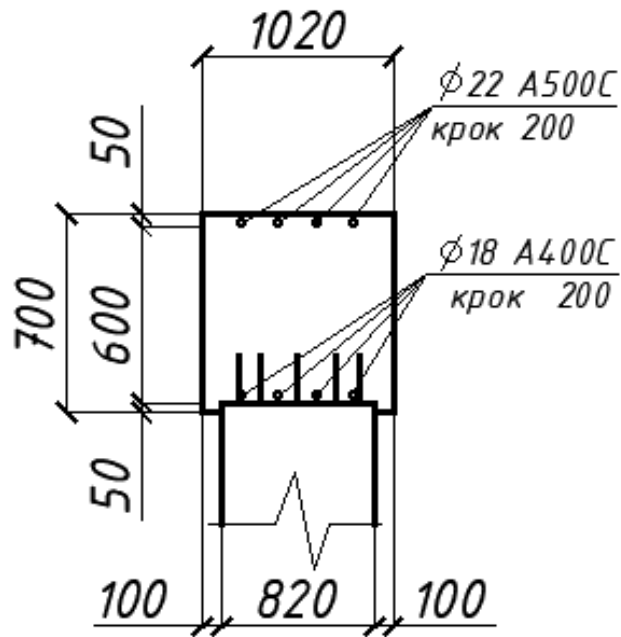


Необхідна площа верхньої арматури: $A_s = \frac{M}{f_{yd}d} = \frac{333,1 \times 10^6}{0,9 \times 435 \times 650} = 1308,96 (\text{мм}^2),$

приймаємо 4Ø22 A500C $A_s=1520$ мм² .

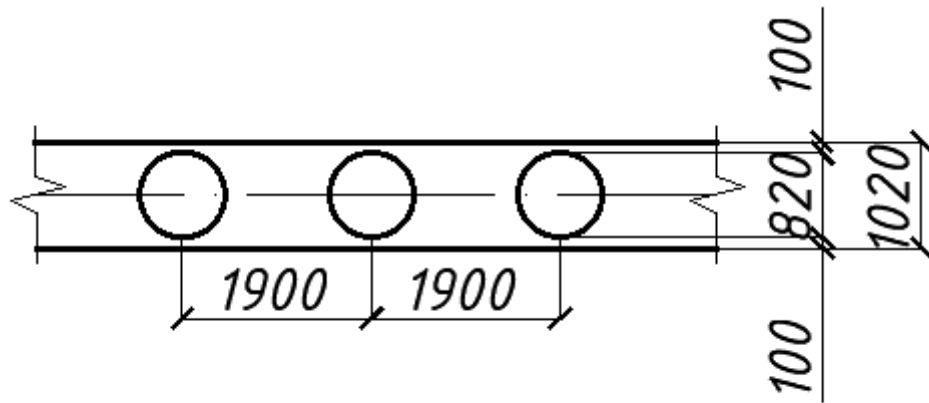
Необхідна площа нижньої арматури: $A_s = \frac{M}{f_{yd}d} = \frac{220,9 \times 10^6}{0,9 \times 435 \times 650} = 868,21 (\text{мм}^2),$

приймаємо 4Ø18 A500C $A_s=1018$ мм²



По осі Г (внутрішня стіна):

$$L_{\text{вс}}(1) = \frac{N}{N_{\text{вс}}} = \frac{1711,42}{832,848} = 1,9\text{м} > 1,82\text{м} , \text{ отже приймаємо } 1,9\text{м}.$$

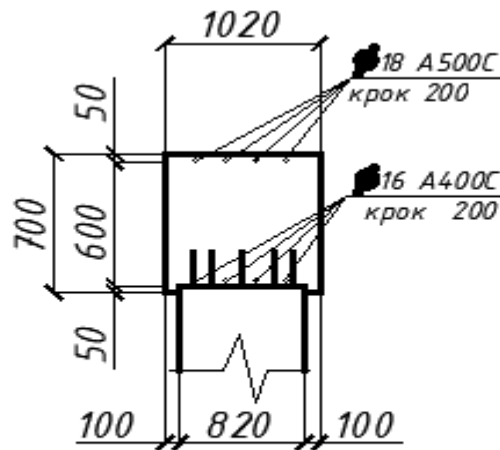


Необхідна площа верхньої арматури: $A_s = \frac{M}{f_{yd}d} = \frac{236,8 \times 10^6}{0,9 \times 435 \times 650} = 930,54 (\text{мм}^2),$

приймаємо 4Ø18 A500C $A_s=1018\text{мм}^2$.

Необхідна площа нижньої арматури: $A_s = \frac{M}{f_{yd}d} = \frac{175,9 \times 10^6}{0,9 \times 435 \times 650} = 691,21 (\text{мм}^2),$

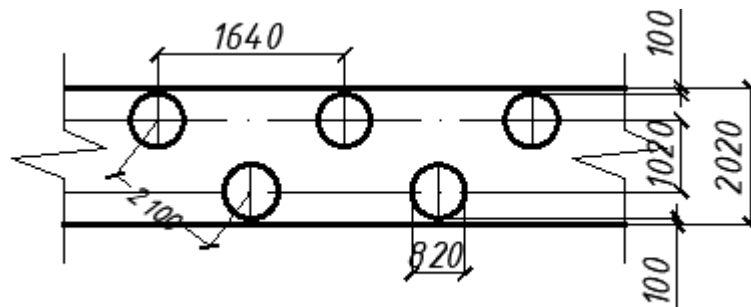
приймаємо 4Ø16 A500C $A_s=804 \text{ мм}^2$.



По осі 3 (внутрішня стіна):

$$L_{bc}(2) = \frac{N}{N_{bc}} = \frac{1711,42}{1853,0328} = 0,93\text{м} < 1,82\text{м} , \text{отже приймаємо } 0,93\text{м}.$$

Приймаємо розташування паль у шаховому порядку.

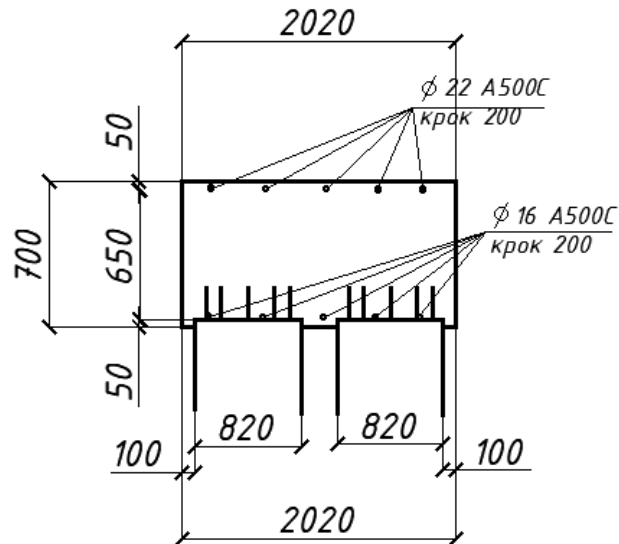


$$\text{Необхідна площа верхньої арматури: } A_s = \frac{M}{f_{yd}d} = \frac{364,8 \times 10^6}{0,9 \times 435 \times 650} = 1433,54 (\text{мм}^2),$$

приймаємо 4Ø22 A500C $A_s=1520 \text{ мм}^2$.

$$\text{Необхідна площа нижньої арматури: } A_s = \frac{M}{f_{yd}d} = \frac{243,2 \times 10^6}{0,9 \times 435 \times 650} = 650,69 (\text{мм}^2),$$

приймаємо 4Ø16 A500C $A_s=804 \text{ мм}^2$.



properties

4.7.4. Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.

Вихідні дані: Необхідно визначити осідання пальового фундаменту під пілон, що має таку умовну ширину підшви: $b = 3,6$ м, глибина закладання $d=3,3$ м Середній тиск під підшовою фундаменту $p = 423,4$ кПа.

1. Складаємо розрахункову схему для визначення осадок і розбиваємо товщину ґрунтів від підшви фундаменту на 12...20 елементарних шарів товщиною:

$$h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 3,6 = 1,44 \text{ м.}$$

2. Визначення напруження від власної ваги ґрунту в характерних точках:

- На підшві першого шару:

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 18,00 \cdot 0,5 = 9,0 \text{ кПа;}$$

- На рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,1} + \gamma_2 \cdot h_2^I = 9,0 + 19,5 \cdot 2,8 = 63,6 \text{ кПа;}$$

- На підшві другого шару:

$$\sigma_{zg,2} = \sigma'_{zg,0} + \gamma_{sb2} \cdot h_w = 63,6 + 18,7 \cdot 0,2 = 67,34 \text{ кПа;}$$

- На підшві третього шару :

$$\sigma'_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_w \cdot h_w = 67,34 + 18,7 \cdot 0,5 = 76,69 \text{ кПа}$$

- На підшві 4-го шару:

$$\sigma_{zg.3} = \sigma'_{zg.3} + \gamma_3 \cdot h_3 = 76,69 + 18,6 \cdot 1,0 = 94,69 \text{ кПа};$$

- На підшві 5-го шару:

$$\sigma_{zg.4} = \sigma_{zg.3} + \gamma_4 \cdot h_4 = 94,69 + 19,3 \cdot 0,3 = 100,48 \text{ кПа};$$

- На підшві 6-го шару:

$$\sigma_{zg.5} = \sigma_{zg.4} + \gamma_5 \cdot h_5 = 100,48 + 19,3 \cdot 0,6 = 112,06 \text{ кПа};$$

- На підшві 7-го шару:

$$\sigma_{zg.6} = \sigma_{zg.5} + \gamma_6 \cdot h_6 = 112,06 + 18,6 \cdot 0,3 = 117,64 \text{ кПа};$$

- На рівні ґрунтових вод:

$$\sigma_{zg.7} = \sigma_{zg.6} + \gamma_7 \cdot h_7 = 117,64 + 18,6 \cdot 0,1 = 119,5 \text{ кПа};$$

- На підшві 8-го шару:

$$\sigma_{zg.8} = \sigma_{zg.7} + \gamma_8 \cdot h_8 = 117,64 + 19,6 \cdot 2,4 = 164,68 \text{ кПа};$$

- На підшві палі:

$$\sigma_{zg.8} = \sigma_{zg.8} + \gamma_8 \cdot h_8 = 164,68 + 19,6 \cdot 2,7 = 217,6 \text{ кПа};$$

- Нижче підшви палі:

$$\sigma_{zg.8} = \sigma_{zg.8} + \gamma_8 \cdot h_8 = 217,6 + 19,6 \cdot 1,44 = 245,824 \text{ кПа};$$

- Нижче підшви палі:

$$\sigma_{zg.8} = \sigma_{zg.8} + \gamma_8 \cdot h_8 = 245,824 + 19,6 \cdot 1,44 = 274,048 \text{ кПа};$$

- Нижче підшви палі:

$$\sigma_{zg.8} = \sigma_{zg.8} + \gamma_8 \cdot h_8 = 274,048 + 19,6 \cdot 1,44 = 302,272 \text{ кПа};$$

- Нижче підшви палі:

$$\sigma_{zg.8} = \sigma_{zg.8} + \gamma_8 \cdot h_8 = 302,272 + 19,6 \cdot 1,44 = 330,496 \text{ кПа};$$

- Визначаємо додатковий тиск на основу

$$\sigma_{zp.0} = p - \sigma_{zg.0} = 423,4 - 63,6 = 359,9$$

3. Визначаємо додатковий тиск на основу в кожній точці $\sigma_{zp.i} = \alpha \cdot \sigma_{zp.0}$.

Розрахунки виконуємо в табличній формі.

4. Деформацію кожного шару визначаємо за формулою $S_i = \frac{\sigma_{zp.сер.i} \cdot h_i}{E_i} \cdot \beta$

де β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8.

| № точки | Глибина точки, Zi, м | $\xi = 2z/b$ | α_i | $\sigma_{zg,i}$, кПа | $\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp,0} \alpha_i$, кПа | $\sigma_{zp,сер} = (\sigma_{zp,i} - \sigma_{zp,i-1})/2$, кПа | E_i , кПа | h_i , м | Осідання шару, Si, см |
|---------|----------------------|--------------|------------|-----------------------|--|---|-------------|------------|-----------------------|
| 0 | 0 | 0 | 1,000 | 217,6 | 413,23 | 362,5 | 32000 | 144 | 0,81555 |
| 1 | 1,44 | 0,78 | 0,866 | 245,824 | 311,7 | 259,9 | 32000 | 144 | 0,58471 |
| 2 | 2,88 | 1,56 | 0,578 | 274,048 | 208,04 | 131,0 | 32000 | 144 | 0,29478 |
| 3 | 4,32 | 2,34 | 0,15 | 302,85 | 53,99 | 43,6 | 32000 | 144 | 0,09799 |
| 4 | 5,76 | 3,11 | 0,092 | 330,272 | 33,114 | 16,6 | 32000 | 144 | 0,03725 |
| | | | | | | | | $\Sigma =$ | 1,83028 |

Границя стиснутої зони знаходиться в точці 3:

$$\sigma_{zp} = 52,99 \text{ кПа} < 0,2\sigma_{zg} = 60,57 \text{ кПа}$$

РОЗДІЛ 5. ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ

5.1. Технічне обслуговування житлових будинків

Технічне обслуговування житлових будинків □ комплекс робіт, спрямованих на підтримку справності елементів будівель чи заданих параметрів та режимів роботи технічного обладнання.

Система технічного обслуговування житлових будинків повинна забезпечувати безпечне та безперебійне функціонування будинків, інженерних мереж та обладнання протягом установленого терміну служби будинку.

Технічне обслуговування житлових будинків включає роботи з контролю за його станом, забезпечення справності, працездатності, наладки і регулювання інженерних систем тощо.

Контроль за технічним станом здійснюється шляхом впровадження системи технічного огляду житлових будинків.

Система технічного огляду жилих будинків включає проведення планових та позапланових оглядів.

5.2. Планові огляди житлових будинків

Планові огляди житлових будинків розподіляються на загальні та профілактичні.

Загальні огляди передбачають комплексне обстеження комісією елементів приміщень будинку, а також їх зовнішнього благоустрою з метою визначення

технічного і санітарного стану, виявлення несправностей і прийняття рішень щодо їх усунення, а також визначення готовності будинків до експлуатації в наступний період. Загальний огляд проводиться з періодичністю два рази на рік - навесні та восени (весняний та осінній огляди).

Основними завданнями загального огляду будинків є:

- визначення обсягу робіт з підготовки житлових будинків до експлуатації у весняно-літній і осінньо-зимовий періоди;
- встановлення технічного стану житлових будинків, що підлягають відповідно до плану капітальному або поточному ремонту в наступному році;
- уточнення обсягів робіт щодо поточного ремонту будинків, що включені в план на поточний рік;
- перевірка готовності жилих будинків, комунікацій, обладнання і елементів благоустрою до експлуатації в осінньо-зимовий період;
- визначення обсягів та видів ремонтних робіт щодо кожного будинку для врахування під час формування плану на наступний рік або уточнення відповідних планів поточного року.

Загальний огляд здійснюється комісією, до складу якої входять відповідні спеціалісти виконавця послуг з утримання будинків і споруд та прибудинкових територій та представники громадських організацій, правління ЖБК та ОСББ. У разі необхідності до складу комісій можуть включатися спеціалісти - експерти проектних інститутів та спеціалізованих організацій.

Профілактичні огляди житлових будинків та їх конструктивних елементів здійснюються відповідними спеціалістами виконавця послуг відповідно до встановленої періодичності.

При профілактичних оглядах потрібно здійснювати контроль за виконанням власниками, наймачами умов договору. У разі необхідності, власникам, наймачам рекомендується виконати роботи з ремонту жилих приміщень чи обладнання, які згідно з договором входять в їх обов'язки.

Профілактичне обслуговування будинків є складовою технічного обслуговування і полягає в усуненні дрібних несправностей елементів будинків

з метою забезпечення їх безперебійної роботи, а також попередження порушень санітарно-гігієнічних вимог до приміщень будинків, налагодження та регулювання окремих видів технічних пристроїв.

Графіки профілактичного обслуговування елементів жилих будинків та їх результати записуються в відповідних журналах.

5.3. Позаплановий огляд жилих будинків

Позапланові огляди передбачають огляд окремих елементів будинку або приміщень після злив, ураганних вітрів, сильних снігопадів, повеней та інших явищ стихійного характеру, що викликають ушкодження окремих елементів будинків, а також у разі аварій на зовнішніх комунікаціях чи при виявленні деформації конструкцій і несправності інженерного обладнання, що порушують умови нормальної експлуатації.

Позапланові огляди проводяться комісією або окремими працівниками виконавця послуг у залежності від обсягу та характеру пошкоджень, що виникли.

Виявлені у процесі загального та позапланового огляду несправності та причини, що їх викликали, а також технічний стан елементів житлових будинку записуються в журналі обліку результатів огляду.

Відомості, що заносяться до журналу, є вихідними даними для визначення технічного стану елементів будинку та його обладнання.

Виявлені під час оглядів дефекти, деформації конструкцій або обладнання будинків, що можуть призвести до зниження несучої спроможності й стійкості конструкцій або будинків, обвалів чи порушення нормальної роботи обладнання, усуваються виконавцем послуг із залученням, у разі необхідності, спеціалізованої організації.

Виконавець послуг повинен уживати термінових заходів для забезпечення безпеки людей, попередження подальшого розвитку деформацій, а також негайно інформувати про те, що трапилося, власника будинку чи уповноважену ним особу.

Для централізованого управління і контролю за технічним станом жилого фонду створюються об'єднані диспетчерські служби або районні диспетчерські

служби на мікрорайони або групи будинків. Для кожної об'єднаної диспетчерської служби встановлюється перелік об'єктів диспетчеризації і контрольованих параметрів інженерного обладнання.

Засоби автоматизації і диспетчеризації інженерного обладнання, засоби зв'язку, засоби обліку встановлюються відповідно до документів заводу-виготовлювача за проектами, виконаними спеціалізованою організацією, і повинні забезпечувати підтримання заданих режимів роботи інженерного обладнання, своєчасне подання сигналів про порушення режимів роботи або аварій, проводити вимірювання параметрів роботи обладнання для візуального або автоматичного контролю його роботи, надійний зв'язок наймачів, орендарів і власників жилих приміщень і диспетчерської, а також диспетчерської зі службами з технічного та аварійного обслуговування.

Технічне обслуговування внутрішньо будинкових систем тепло-, водопостачання, водовідведення і зливової каналізації та витрати на виконання цих робіт здійснюються відповідно до законодавства.

Точкою розподілу зовнішніх і внутрішніх комунікацій (якщо інше не визначено договором) є:

- для каналізації - найближчий до будівлі оглядовий колодязь;
- для водопроводу, газопроводу, тепломережі - вентиль або трійник біля будівлі;
- кабель кінцевої муфти при кабельних уводах та прохідні ізолятори при повітряних уводах - муфти належать до зовнішніх мереж, а прохідні ізолятори - до внутрішніх. У разі, якщо кабельний увід безпосередньо біля будівлі переходить у повітряну мережу, точкою розподілу є стовпова кінцева муфта, яка в цьому разі належить до внутрішніх мереж.

Порядок утримання газових та електричних внутрішньо будинкових мереж регулюється нормативно-правовими актами з питань регулювання електроенергетики та газопостачання.

5.4. Організація і планування поточного ремонту

Поточний ремонт – комплекс ремонтно-будівельних робіт, який передбачає систематичне та своєчасне підтримання експлуатаційних якостей та попередження передчасного зносу конструкцій і інженерного обладнання. Поточний ремонт повинен проводитись з періодичністю, яка забезпечує ефективну експлуатацію будівлі з моменту завершення його будівництва (капітального ремонту, реконструкції) до моменту постановки на черговий капітальний ремонт або реконструкцію.

Якщо будівля в цілому не підлягає капітальному ремонту, комплекс робіт поточного ремонту може враховувати окремі роботи, які класифікуються як такі, що належать до капітального ремонту (крім робіт, які передбачають заміну та модернізацію конструктивних елементів будівлі).

Організація поточного ремонту жилих будинків повинна проводитися відповідно до нормативно-правових та нормативно-технічних документів з організації і технології поточного ремонту жилих будинків. Поточний ремонт виконується виконавцем послуг власними силами або із залученням підрядних організацій.

Тривалість поточного ремонту визначається за нормами на кожний вид ремонтних робіт конструкцій та обладнання і обумовлюється у договорі.

Періодичність проведення поточного ремонту за кожним видом будинків, враховуючи їх технічний стан та місцеві умови, визначається власником житлового будинку.

Перелік ремонтних робіт на кожен будинок, включений до річного плану поточного ремонту, розробляється виконавцем послуг або власником.

У будинках, включених до плану капітального ремонту протягом найближчих п'яти років, або таких, що підлягають знесенню, поточний ремонт має забезпечити нормативні умови для проживання (підготовка до весняно-літньої і зимової експлуатації, налагодження інженерного обладнання).

Проведений поточний ремонт житлового будинку підлягає прийманню комісією у складі: представників власника будинку (об'єднання співвласників

багатоквартирного будинку, житлово-будівельного кооперативу, будинкового комітету тощо) та виконавця послуг.

5.5. Організація і планування капітального ремонту

Капітальний ремонт □ комплекс ремонтно-будівельних робіт, який передбачає заміну, відновлювання та модернізацію конструкцій і обладнання будівель у зв'язку з їх фізичною зношеністю та руйнуванням, поліпшення експлуатаційних показників, а також покращення планування будівлі і благоустрою території без зміни будівельних габаритів об'єкта.

Під час капітального ремонту слід робити комплексне усунення несправностей будинку та обладнання, зміну, відновлення або заміну їх на більш довговічні й економічні, поліпшення експлуатаційних показників житлового фонду, здійснення технічно можливої й економічно доцільної модернізації жилих будинків з установленням приладів обліку тепла, води, газу, електроенергії і забезпечення раціонального енергоспоживання.

Порядок розроблення, обсяг і характер проектно-кошторисної документації на капітальний ремонт жилих будинків, а також терміни її видачі підрядній організації, порядок проведення та фінансування капітального ремонту жилих будинків повинні встановлюватися відповідно до вимог нормативно-правових та нормативно-технічних документів.

При технічному обслуговуванні житлових будинків, підготовлених до капітального ремонту з відселенням мешканців, виконавець послуг повинен:

- інформувати мешканців будинку про терміни початку і завершення капітального ремонту;
- забезпечити огороження небезпечних ділянок;
- забезпечити охорону і недопущення входу сторонніх осіб у відселені приміщення;
- відключити у відселених квартирах санітарно-технічні, електричні і газові пристрої.

Усі конструкції, що перебувають в аварійному стані, повинні бути забезпечені охоронними пристроями, що попереджають їх обвалення.

5.6. Організація і здійснення технічного нагляду

За підготовкою об'єкта до капітального ремонту або реконструкції і проведення робіт на цих об'єктах здійснюється технічний нагляд.

До функцій технічного нагляду входять:

- підготовка об'єктів до ремонту чи реконструкції, включаючи організацію відселення;
- обстеження об'єктів при розробці проектно-кошторисної документації;
- контроль за ходом і якістю розробки проектно-кошторисної документації;
- технагляд за технологічністю, якістю та обсягами виконаних робіт;
- технагляд за постачанням на об'єкти обладнання і матеріально-технічних ресурсів, що входить в обов'язки замовника;
- підготовка об'єктів для здачі приймальним комісіям;
- інші питання, пов'язані з організацією і проведенням капітального ремонту і реконструкції.

РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

7.1. Аналіз впливу техногенних чинників на навколишнє середовище

Донедавна основним завданням будівництва було створення штучного середовища, що забезпечує умови життєдіяльності людини. Навколишнє природне середовище розглядалося лише з погляду необхідності захисту від її негативних впливів на знову створюване штучне середовище. Зворотний процес впливу будівельної діяльності людини на навколишнє природне середовище повною мірою став предметом розгляду порівняно недавно. Лише окремі аспекти цієї проблеми, у міру практичної необхідності, вивчалися й вирішувалися (наприклад, видалення й утилізація відходів, турбота про чистоту повітря в населених пунктах). Глобальний характер впливу будівництва та урбанізації на біологічну продуктивність планети зажадав не простих природоохоронних заходів, а наукового осмислення причин, що породили

загрозу навколишньому природному середовищу й науково обґрунтованих рекомендацій з її охорони й раціонального використання природних ресурсів.

Будівництво має потребу у великій кількості різної сировини, будматеріалів, енергетичних, водних й інших ресурсів, одержання яких впливає на навколишнє середовище. Із серйозними порушеннями ландшафтів і забрудненням навколишнього середовища зв'язане ведення робіт безпосередньо на будівельному майданчику. Порушення ці починаються з розчищення території будівництва, зняття рослинного шару й виконання земляних робіт. При розчищенні території будівництва, що раніше вже займалася під забудову, утворюється значна кількість відходів, що забруднюють навколишнє середовище, або займають великі території для відходів будівництва, що міняє морфологію ділянок, погіршує гідрологічні умови, сприяє ерозії. Ступінь впливу на природу залежить від матеріалів, застосовуваних для будівництва, технології зведення будинків і споруд, технологічної оснащеності будівельного виробництва, типу і якості будівельних машин, механізмів і транспортних засобів й інших факторів. На етапі проектування визначається майбутній характер взаємин об'єкта й навколишнього природного середовища. Створення штучного середовища для життя й діяльності людини може відбутися згідно із природою або всупереч їй.

Аналізуючи вплив на навколишнє природне середовище будівництва житлового будинку, варто відзначити наступні джерела забруднення:

- будівельні машини (вихлопні гази, шум, вібрація)
- відходи будівельного виробництва (рідкі, тверді та пиловидні);
- будівельне обладнання (вібрація, шум, різного роду випромінювання);
- недотримання технологій виконання будівельних робіт;
- некваліфікований персонал.

Для запобігання забруднення навколишнього середовища під час будівництва та експлуатації будинку слід проаналізувати процеси які будуть проходити на майданчику:

1. Роботи нульового циклу:

- планування майданчика будівництва екскаватором та бульдозером (вихлопні гази, шум, вібрація);
- влаштування буронабивних паль за допомогою екскаватору з навісним буровим обладнанням (вихлопні гази, шум, вібрація, порушення структури ґрунтового масиву, технічні рідини);
- бетонування монолітного ростверку (вихлопні гази, технічні рідини).

2. Роботи основного періоду:

- бетонування монолітного каркасу будівлі (вихлопні гази, технічні рідини);
- утворення твердих відходів будівництва;

3. Опоряджувальні роботи пов'язані перш за все з утворенням великої кількості твердих відходів будівництва.

Аналізуючи вище наведені джерела забруднення, можна виділити основний – це будівельна техніка. Для оцінки можливості застосування будівельних машин визначених проектом виконання робіт (ПВР) необхідно провести розрахунок.

Невідворотнім фактором під час будівництва є забруднення ґрунту за рахунок потрапляння в його склад різних хімічних речовин, побутових і виробничих відходів у розмірах, що перевищують допустиму кількість.

Основними забруднювачами ґрунту є рідкі і тверді відходи технологічних процесів будівництва, зокрема влаштування буронабивних паль, гідроізоляції (обмазки гарячим бітумом), підсилення ґрунтів основи (силікатизації та цементизації). Крім того джерелами забруднення ґрунту є також побутові відходи, гази - продукти горіння палива в двигунах будівельного автотранспорту. Значна частина забруднюючих речовин попадає в ґрунт із поверхневим стоком зливних і талих вод і акумулюється, як правило, у верхньому шарі ґрунту товщиною 5 - 10 см. Розчини і речовини, що слабо розкладаються (іони свинцю, ртуті, миш'яку, нікелю й інших металів) мігрують із ґрунтовими водами на значні відстані і стають причиною забруднення водоносних підземних горизонтів.

Невідворотним є той факт, що накопиченні у верхньому шарі ґрунту бензол, нафтопродуктами, паливо-мастильні матеріали, кислоти, луги, хімікати, що в наслідок технологічних процесів чи роботи будівельного транспорту опинилися на будівельному майданчику, під час сезонних опадів можуть просочуватися у підземний водний горизонт [31]. Це обумовлює необхідність влаштування водозбірної дощової каналізації та проведення необхідного вертикального планування майданчика будівництва, до початку будівельно-монтажних робіт.

7.2. Негативний вплив на навколишнє середовище об'єкту будівництва

Функціонування житлового будинку не викликає забруднення навколишнього середовища.

Фекалії утилізуються в каналізацію за допомогою внутрішньої каналізаційної системи гуртожитку, та відводяться до центральної каналізаційної системи. Сміття, що утворюється в результаті функціонування гуртожитку, збирається в одноразові пакети та викидається в контейнер для сміття, через сміттєпровід виходи до якого є на кожному поверсі. На першому поверсі сміття із сміттєпроводу потрапляє у сміттєприймальні контейнери.

Вивіз відходів здійснюється щоденно. Місцеві вентиляційні відсмоктувачі від теплового обладнання обладнано фільтрами.

Для оцінки екологічності проекту виконання робіт, необхідний розрахунок впливу забруднення навколо майданчикowego простору вихлопними газами будівельних машин у поєднанні з транспортними засобами які рухаються по вулиці.

Розрахунок викидів шкідливих речовин від будівельних машин
Розраховується викиди вуглекислого газу від будівельного автотранспорту, під час виконання робіт нульового циклу. Розглядається ситуація, коли на будівельному майданчику задіяні одночасно бульдозер та екскаватор. Також у розрахунок враховуються викиди від автотранспортних засобів які рухаються по вулиці, даючи таким чином повну картину забруднення повітря.

Викиди шкідливих речовин від будівельних машин, визначені у відповідності з “Відомчими нормами технологічного проектування “Підприємства автомобільного транспорту і автотранспортні підприємства АПК України” ВНТП-СГіП-46-16.96. При розрахунках враховується вплив режиму роботи і питомі викиди шкідливих речовин в залежності від віку парку та його технічного стану.

Для розрахунку викидів від будівельних машин необхідні дані про їх потужність, тип двигуна та витрату пального на годину роботи:

Екскаватор Caterpillar 308C:

потужність 41 кВт/ 54 к.с.

дизельний ДВЗ;

середня витрата пального 12 л/год

Навантажувач Caterpillar 914G:

потужність 73 кВт/ 98 к.с.;

дизельний ДВЗ;

середня витрата пального 15 л/год

Навантажувач з екскаватором Caterpillar 428E:

потужність 71 кВт/ 96 к.с.;

дизельний ДВЗ;

середня витрата пального 14 л/год

Легкові автомобілі:

середня потужність 85 кВт/ 115 к.с.

бензиновий ДВЗ;

середня витрата пального 10 л/год.

Для визначення маси викидів шкідливих речовин [30] для кожного з транспортних засобів використаємо таблицю, скористаємося таблицею 7.1.

Таблиця 7.1

Значення питомих середніх викидів шкідливих речовин
(кг ШР з тони спожитого палива)

| | CO_c | CH_c | NO_{xc} | C_c | SO_{2c} | g_{Pbc} |
|------------------------|--------|--------|-----------|-------|-----------|-----------|
| Бензин | 19,65 | 3,70 | 2,18 | - | 0,08 | 0,035 |
| Зріджений нафтовий газ | 19,65 | 3,70 | 2,18 | - | 0,08 | 0,035 |

| | | | | | | |
|-------------------------|------|------|------|-------|------|---|
| Дизельне паливо | 3,60 | 0,62 | 3,15 | 0,385 | 0,50 | - |
| Зріджений природний газ | 8,75 | 2,24 | 2,76 | - | - | - |

Вихідні дані для розрахунку шкідливих викидів від автотранспорту наведені в таблиці 7.2, а розрахункові дані – в таблиці 7.3.

Для визначення питомого забруднення повітря поблизу будівельного майданчика, використаємо наближену формулу розрахунку, використовуючи усереднені значення викидів ШР від ДВЗ наведені у табл. 7.1.:

$$G_i = g_i \cdot G_{\text{п}} \cdot k_i \cdot n$$

де G_i – маса i – ої шкідливої речовини, яка викидається за одиницю часу;

g_i – питомі середні викиди i -ої ШР, з кг використаного пального;

$G_{\text{п}}$ – маса використаного пального за одиницю часу;

n – кількість транспортних засобів.

Таблиця 7.2

| Найменування | Вихідні дані | | | | | | | | |
|---------------------------------------|------------------------------|--------------------------|------------------|------------------------|--------|-----------|--|--------|-----------|
| | Експлуатаційна кількість, шт | Витрата пального, кг/год | Час роботи, год. | Коефіцієнт режиму руху | | | Питомі викиди шкідливих речовин, г/год | | |
| | | | | CO_c | CH_c | NO_{xc} | CO_c | CH_c | NO_{xc} |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Екскаватор Caterpillar 308C | 1 | 12 | 1 | 1,1 | 1,05 | 0,95 | 47,52 | 7,812 | 35,91 |
| Навантажувач Caterpillar 914G | 1 | 15 | 1 | 1,1 | 1,05 | 0,95 | 59,4 | 9,765 | 44,89 |
| Легкові авто з бензиновими двигунами: | 0,5 | 8 | 1 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 94,32 | 14,8 | 8,72 |

Таблиця 7.3

| Найменування | Результати розрахунку | | | | | |
|--------------|-----------------------|--------|-----------|---------------------|--------|-----------|
| | Секундний викид, г/с | | | Річний викид, т/рік | | |
| | CO_c | CH_c | NO_{xc} | CO_c | CH_c | NO_{xc} |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Екскаватор | 0,012 | 0,0021 | 0,011 | 0,073 | 0,013 | 0,067 |

| | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|-------|-------|--------|
| Caterpillar 308C | | | | | | |
| Навантажувач Caterpillar 914G | 0,015 | 0,0026 | 0,013 | 0,091 | 0,016 | 0,079 |
| Навантажувач з екскаватором Caterpillar 428E | 0,014 | 0,0024 | 0,012 | 0,085 | 0,015 | 0,073 |
| Легкові автомобілі з бензиновими двиг. | 0,0273 | 0,0051 | 0,0003 | 0,165 | 0,031 | 0,0018 |
| Всього | 0,0683 | 0,0122 | 0,0363 | 0,414 | 0,075 | 0,221 |

З результатів обчислень випливає, що при роботі двох одиниць будівельної техніки, забруднення повітря у районі будівництва перевищує норму. Сумарне забруднення повітря, у такому випадку складає $CO_c=0,329$ т/рік, $CH_c=0,06$ т/рік, $NO_{xc}=0,148$ т/рік, у порівнянні з нормативними показниками $CO_c=0,26$ т/рік, $CH_c=0,05$ т/рік, $NO_{xc}=0,09$ т/рік відповідно. Зважаючи на суттєве забруднення повітряного простору у районі будівництва гуртожитку, проектом виконання робіт буде передбачено одна одиниця будівельної техніки для виконання планувальних робіт, а саме екскаватор-навантажувач Caterpillar 428E, що суттєво зменшить викиди. Календарним графіком буде передбачено легкий режим роботи вищезгаданого екскаватор-навантажувача, що в результаті зменшить обсяг забруднення.

7.3. Методи й засоби захисту навколишнього середовища від впливу техногенних чинників.

Для зменшення негативних впливів на навколишнє природне середовища [29], від будівництва житлового будинку, проектом передбачено наступні природоохоронні заходи:

- перед початком виконання будівельних робіт з території ділянки знімається рослинний шар ґрунту та в подальшому використовується для озеленення території, а надлишок – для рекультивації земель;
- використані на період будівництва постійні дороги виконуються у щебеневому покритті, яке періодично обприскується водою для попередження пилоутворення.
- влаштування дренажної системи для відведення технічних рідин та стічних вод до центральної каналізаційної системи;

- дороги, санітарно-побутові вагончики і інше технологічне обладнання розміщується з максимальним збереженням дерев, чагарників і трав'яної рослинності.

- будівельне сміття не скидається через дверні і віконні отвори або з лісів, а спускається по закритих жолобах чи в контейнерах безпосередньо в машину. Крім того, воно буде своєчасно розподіляється, частково переробляється чи застосовується для підсипки доріг а також вивозиться на звалище, закопувати його на території буд майданчика - заборонено;

- виконання заходів по запобіганню загазованості повітряного середовища, шляхом перевірки працюючих машин з двигуном внутрішнього згорання на токсичність вихлопних газів;

- захист дерев та інших зелених насаджень обабіч будівельного майданчика, які можуть бути пошкоджені автотранспортом шляхом влаштування тимчасових парканів, захисних щитків;

- перевірка та огляд технічного стану працюючого транспорту та технологічного обладнання для запобігання забруднення ґрунту паливно-мастильними матеріалами ;

- для забезпечення охорони навколишнього середовища опалювання санітарно-побутових приміщень, підігрів води передбачається електричними приладами заводського виготовлення.

- додатково обладнується стенд з охорони довкілля поблизу побутових приміщень.

- для пониження шуму на будівельному майданчику виключається одночасна робота декількох машин з високим рівнем шуму.

- на машинах і механізмах встановлюються каталітичні фільтри, сприяючі нейтралізації і очищенню відпрацьованих газів.

- перехід будівельних машин на електропривод і застосування електричної енергії для технологічних потреб замість твердого і рідкого палива, що дозволить зменшити шкідливі викиди в атмосферу.

- одним із заходів, що знижують шум на будівельному майданчику, є застосування техніки на пневмоколісному ході і асфальтних шин замість гусеничного ходу.

Для даного об'єкту будівництва заходом з захисту повітря від шкідливого впливу речовин є також архітектурно-планувальні рішення. А саме влаштування значної кількості зелених насаджень, які зможуть поглинати пил та газоподібні домішки.

Для збереження природного середовища, запобігання його забруднення під час будівництва будівлі додатково передбачено наступні заходи:

- архітектура будинку, та його внутрішнє оздоблення сприяє ергономічному сприйняттю для людини, що робить перебування в приміщеннях споруди комфортним та приємним;

- в технології будівництва застосовано екологічно чисті матеріали такі, як залізобетон, метал, скло;

- під час будівництва буде застосовано новітнє освітлювальне обладнання, що дозволить заощаджувати кошти, а також здоров'я людей.

Ефективність основних запроектованих заходів представлена у таблиці 7.4

Таблиця 7.4

Фактори ефективності основних прийнятих заходів

| Заходи | Фактори ефективності заходів | |
|--|--|--|
| 1 | 2 | 3 |
| Зняття рослинного шару | Запобігання забрудненню родючих ґрунтів відходами виробництва, перемішуванню з неродючими ґрунтами | Використання рослинного ґрунту для рекультивації пошкоджених площин, озеленення території, що забудовується. |
| Своєчасний та якісний устрій внутрішньобудівельних доріг | Зменшення площі руйнуємої поверхні ґрунту, запобігання повітряної та водної ерозії | Зниження витрат на експлуатацію транспорту, зменшення витрат на транспортованих матеріалів |

| | | |
|---|---|--|
| Скорочення строків виконання земельних робіт | Зменшення процесу повітряної та водної ерозії забруднюючого навколишнього середовища | Зменшення собівартості земельних робіт |
| Оптимізація постачання і використання розчинів та бетонних сумішей для запобігання виникнення їх залишків | Уникнення забруднення ґрунту відходами | Зменшення витрат матеріалів |
| Дотримання технології та забезпечення якості, для запобігання переробки та утворення відходів | Запобігання забруднення середовища відходами | Зниження собівартості будівництва |
| Завершення будівництва якісним прибиранням та благоустроєм території | Зменшення повітряної та водної ерозії та збільшення біологічної активності фітоценозу | Підвищення якості забудови |

Висновки до розділу

Проектом передбачено комплекс заходів, при виконання яких не виникає загроза здоров'ю і рівню комфорту населення – рівні забруднення атмосферного повітря допустимі, вплив на водні ресурси в межах нормативних вимог. Крім того його реалізація позитивно вплине на соціальне середовище, частково вирішить проблеми безробіття за рахунок влаштування нових робочих місць.

Часткова або повна децентралізація систем теплопостачання житлових будинків, а саме застосування квартальних котельних, котельних на групу будинків та на окремі будинки (у т. ч. дахових), індивідуального поквартирного опалення суттєво зменшує втрати тепла, та в цілому підвищує ККД та дозволяє економити теплоносії на опалення. В комплексі з застосуванням систем утеплення фасадів, стель, полів, встановлення вікон з підвищеним опором теплопередачі, встановлення у квартирних системах опалення автоматичних регуляторів теплового потоку, дає ще більшу економію теплоносіїв.

Таким чином це один із шляхів зменшення питомих об'ємів викидів парникових газів, а зрештою - поліпшення енергетичної і економічної ефективності роботи житлово-комунального господарства усієї країни.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Базальтові волокна в будівництві / П.М. Коваль, Н.Р. Юрковська/: Навчальний посібник – Київ: Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, 2016.– 206 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-145:2010 “Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги.”
3. ДСТУ -Н Б В.2.6-185:2012 “Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло ровінгу”.
4. ДСТУ Б В.2.7.-312:2016 “Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю”.
5. ДСТУ-Н Б.В.2.6185:2012 “Проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною базальтовою арматурою на основі базальто- і склоровінгу”.
6. Теплова ізоляція будівель : ДБН В.2.6-31:2006. — [Чинні від 2007-04-01] / Мінбуд України — К. : Укрархбудінформ, 2006. — 65 с. — (Державні будівельні норми України).
7. Теплова ізоляція будівель : ДБН В.2.6-31:2016. — [Чинні від 2007-04-01] / Мінбуд України — К. : Укрархбудінформ, 2016. — 35 с. — (Державні будівельні норми України).
8. Природне і штучне освітлення : ДБН В.2.5-28-2006. [Чинні з 2006-10-01] / Держбуд України. — К. : Укрархбудінформ, 2006. — 76 с. — (Державні будівельні норми України).
9. Громадські будинки та споруди. Основні положення : ДБН В.2.2.-9-99. [Чинні від 2000-01-01] / Мінбудархітектури України. — К. : Укрархбудінформ, 1999. — 47 с. — (Державні будівельні норми України).
10. ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування». Чинний з 01 січня 2014 року.
11. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія». — К.: Держбуд України, 2012.

12. Настанова з розроблення та складання енергетичного паспорта будинків при новому будівництві та реконструкції. Проектування. : ДСТУ-Н Б А.2.2-5:2007. [Чинні від 2008-07-01]/Мінрегіонбуд України. – К. : Укрархбудінформ, 2001. — 43 с. — (Національний стандарт України).
13. Клімат України [Наукове видання] ; за ред. В. М. Ліпінського, В. А. Дячука, В. М. Бабіченко / Укр. наук.– досл. гідрометеорологіч. ін-т. — К. : Вид-во Раєвського, 2003. — 343 с.
14. Строительные конструкции. Общестроительная термическая, звуковая и противопожарная изоляция ROCKWOOL / ООО «Роквул Украина». — К. : Изд-во Роквул, 2009. — 71 с.
15. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», чинний з 1 жовтня 2019 р.
16. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів Норми проектування / К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 59 с.
17. ДБН В.2.1-10:2018. «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення». – К.: Держбуд України, 2018.
18. ДБН В 2.5-13-98 «Пожежна автоматика будівель та споруд».
19. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва». Чинний від 2017-06-01 – 38с.
20. ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»/ Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011.
21. ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва». – К.:2016.-49 с.
19. 18. ДБН А.3.2-2:2009 ССПБ. «Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення».

20. ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»/ Мінрегіонбуд України. – Київ, 2018.
21. ДСТУ Б В.2.5-26:2005. «Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Люки оглядових колодязів і дощоприймачі зливостічних колодязів. Технічні умови».
22. Фаренюк Г.Г. Основи забезпечення енергоефективності будинків та теплової надійності огорожувальних конструкцій / Г.Г.Фаренюк. – К.: Гама-Принт, 2009. – 216 с.
23. Тимофєєв М.В. Математичне моделювання потрібних опорів теплопередачі елементів зовнішньої оболонки будинків / М.В. Тимофєєв, С.О. Сахновська, Т.В. Жмихова // Проблеми архітектури і містобудування. Архітектурне середовище, архітектура будівель і споруд. Випуск 2010 – 2 (82) Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури. – С. 32 – 37.
24. ДСТУ Б В.2.6-35:2008 «Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням індустриальними елементами з вентильованим повітряним прошарком. Загальні технічні умови»
25. Гетун Г.В., Румянцев Б.М., Жуков А.Д. Системи ізоляції будівельних конструкцій. Навчальний посібник. – Дніпро: Журфонд – 2016 р. – 676 с.
26. Тимофєєв М.В. Розрахунки теплової ізоляції будівель: навчальний посібник [Текст] / М.В. Тимофєєв, Г.Г. Фаренюк. – Донецьк, Макіївка: Норд-Пресс, ДонНАБА, 2009. – 73 с.
27. ДСТУ Б.В 2.6-101:2010 Метод визначення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій – Київ, Мінрегіонбуд України 2010. – 53с.
28. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною базальтовою арматурою на основі базальто- і склоровінгу: ДСТУ-Н Б.В.2.6185:2012 .

29. Закон України "Про охорону навколишнього природного середовища" від 25 червня 1991 р. № 1264 –ХІІ.
30. Закон України "Про охорону атмосферного повітря" у редакції від 21.06.2001р. № 2707-ХІІ.
31. Закон України "Про загальнодержавну програму поводження з токсичними відходами" від 14 вересня 2000 р. № 1947-ІІІ.
32. Лісовий кодекс України від 21 січня 1994 р. № 3852-ХІІ.
33. Водний кодекс України від 6 червня 1995 р. № 213/95-ВР.
34. Земельний кодекс України від 25 жовтня 2001 р. № 2768-ІІІ.